

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

RÉPONSE DYNAMIQUE ET SISMIQUE 3D DES ÉVACUATEURS DE CRUE : EFFETS  
DE LA FLEXIBILITÉ DES VANNES ET DE L'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE

CARL GAZARIAN-PAGÉ  
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE, ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLOME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)  
AVRIL 2014

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

RÉPONSE DYNAMIQUE ET SISMIQUE 3D DES ÉVACUATEURS DE CRUE : EFFETS  
DE LA FLEXIBILITÉ DES VANNES ET DE L'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE

présenté par : GAZARIAN-PAGÉ Carl

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. FUAMBA Musandji, Ph.D., membre

## REMERCIEMENTS

La présente étude a été réalisée sous la direction de Monsieur Najib Bouaanani, professeur titulaire au département des génies civil, géologique et des mines à l'École Polytechnique de Montréal. J'aimerais exprimer mes plus sincères remerciements à M. Bouaanani pour son expertise, son dévouement et son soutien tout au long du projet de recherche.

Ensuite, j'aimerais souligner le support financier du Conseil de recherches en sciences naturelles et génie du Canada (CRSNG) et du Fonds québécois de la recherche sur la nature et les technologies (FQRNT).

Enfin, je tiens à exprimer ma gratitude envers mes parents Annie et Pierre et ma conjointe Caroline, qui m'ont offert leur soutien et leurs encouragements tout au long de mes études aux cycles supérieurs.

## RÉSUMÉ

Cela fait maintenant plusieurs décennies que les chercheurs dans le domaine du génie civil s'intéressent aux effets de sollicitations de nature dynamique ou sismique sur les structures hydrauliques comme les barrages, les évacuateurs de crue, les vannes et les écluses. Bien que plusieurs chercheurs aient contribué au fil des ans à l'avancement des méthodes d'analyse des problèmes d'interaction fluide-structure en génie civil, leurs travaux se concentrent dans la majorité des cas sur les barrages poids et les barrages voûte vibrant en contact avec un réservoir. Les structures comme les évacuateurs de crue ont fait l'objet d'une quantité limitée d'études dans la littérature. La complexité des structures composites comme les évacuateurs de crue fait en sorte que leur modélisation doit, dans la grande majorité des cas, se faire en trois dimensions. L'élaboration de tels modèles peut toutefois s'avérer très complexe et coûteuse, ce qui pousse les ingénieurs de la pratique à employer des méthodes simplifiées de calcul adoptant un ensemble d'hypothèses dont la validité n'a pas encore été établie dans la littérature pour la cas précis des évacuateurs de crue.

Ce travail présente, dans un premier temps, une nouvelle formulation analytique simplifiée 3D tenant compte des effets 3D de l'interaction fluide-structure. La méthode est validée par le biais d'une comparaison avec la méthode des éléments finis couplée et est ensuite employée pour la réalisation d'une étude paramétrique des effets 3D de l'interaction fluide-structure dans des systèmes simples mur-réservoir.

La deuxième portion de ce travail porte sur la caractérisation de la réponse dynamique et sismique 3D des évacuateurs de crue. Nous nous intéressons particulièrement à l'effet de la flexibilité des vannes, de la largeur considérée du système évacuateur-réservoir et de la compressibilité de l'eau sur la réponse de ces structures dans les domaines des fréquences et du temps. Un ensemble de modèles par éléments finis d'évacuateurs de crue de largeurs variables est développé où le réservoir est modélisé (i) avec des éléments finis fluides basés sur le potentiel de vitesse et (ii) avec les masses ajoutées de Westergaard (1933). L'étude porte d'abord sur les caractéristiques des évacuateurs sans la présence du réservoir afin d'évaluer l'impact des différentes composantes structurales sur le comportement vibratoire. Le réservoir est ensuite ajouté aux analyses et les réponses des systèmes évacuateur-réservoir sont évaluées dans les domaines des fréquences et du temps. Nous concluons ce travail en présentant des recommandations pour l'analyse de la réponse dynamique et sismique 3D des évacuateurs de crue.



## ABSTRACT

Over the past few decades, researchers in the field of civil engineering have studied the effects of dynamic and seismic excitations on hydraulic structures such as dams, spillways, water gates and canal locks. While many researchers have contributed to advancements in the analysis of fluid-structure interaction problems in civil engineering, most of these works are focused mainly on gravity and arch dams vibrating in contact with a reservoir. Research focusing on structures such as gated spillways has been limited in the literature. The complexity of composite structures such as gated spillways is such that they must, in most cases, be modelled in three dimensions. The development of such models can however prove to be prohibitively complex and costly, forcing practising engineers to use simplified methods of analysis making a series of assumptions, the validity of which has not yet been established in the literature for the special case of gated spillways.

This work first presents a new simplified analytical method in three dimensions taking into account the 3D effects of fluid structure-interaction. The method is validated against the coupled finite elements method and is then used to conduct a parametric study of 3D fluid structure interaction-effects in simple wall-reservoir systems.

The second portion of this work focuses on the characterisation of the 3D dynamic and seismic response of gated spillways. We study the effects of gate flexibility, structure-reservoir system lateral extent and water compressibility on the response of these structures in the frequency and time domains. A series of finite elements models of gated spillways of varying widths are developed where the reservoir is modelled (i) using potential-based fluid finite elements and (ii) using the Westergaard added mass method (1933). We first study the vibrational characteristics of the spillways without the reservoir in order to evaluate the impact of their various components on the overall dynamic response. The reservoir is then added and the responses of the newly formed systems are evaluated in the frequency and time domains. We conclude by presenting a series of recommendations for the 3D dynamic and seismic analysis of gated spillways.

## TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS . . . . .	iii
RÉSUMÉ . . . . .	iv
ABSTRACT . . . . .	v
TABLE DES MATIÈRES . . . . .	vi
LISTE DES TABLEAUX . . . . .	viii
LISTE DES FIGURES . . . . .	ix
LISTE DES ACCRONYMES ET DES SYMBOLES . . . . .	xi
CHAPITRE 1 INTRODUCTION . . . . .	1
1.1 Problématique . . . . .	1
1.2 Objectifs principaux . . . . .	2
1.3 Méthodologie . . . . .	3
1.4 Contenu du mémoire . . . . .	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE . . . . .	5
2.1 Introduction . . . . .	5
2.2 Les méthodes d'analyse traditionnelles . . . . .	5
2.3 Les facteurs qui influencent le comportement dynamique . . . . .	7
2.3.1 Compressibilité du domaine fluide . . . . .	8
2.3.2 Interaction fluide-structure . . . . .	8
2.3.3 Absorption d'ondes par le fond du réservoir . . . . .	8
2.3.4 Interaction fondation-structure . . . . .	9
2.4 Procédures analytiques et algorithmes . . . . .	9
2.5 Méthode des éléments finis . . . . .	10
2.5.1 Modélisation du domaine fluide . . . . .	10
2.5.2 Interaction fluide-structure et compatibilité . . . . .	11
2.5.3 Densité du maillage et convergence . . . . .	11
2.6 Méthodes simplifiées . . . . .	12
2.6.1 Les méthodes simplifiées de Chopra et ses collaborateurs . . . . .	13

2.6.2	Les méthodes simplifiées de Bouaanani et al. . . . .	14
2.7	Le cas particulier des évacuateurs de crue . . . . .	15
CHAPITRE 3	Méthode analytique et étude paramétrique . . . . .	17
3.1	Méthode analytique simplifiée 3D . . . . .	17
3.1.1	Introduction . . . . .	17
3.1.2	Système à l'étude . . . . .	17
3.1.3	Formulation mathématique . . . . .	19
3.1.4	Programmation de la méthode et intégration numérique . . . . .	23
3.1.5	Validation de la méthode proposée . . . . .	25
3.2	Étude paramétrique des effets 3D de l'interaction fluide-structure . . . . .	26
3.2.1	Systèmes à l'étude . . . . .	26
3.2.2	Effet de la largeur considérée sur la convergence de $L_r$ . . . . .	27
3.2.3	Caractérisation de l'effet de la largeur considérée . . . . .	29
CHAPITRE 4	Réponse dynamique et sismique des évacuateurs de crue . . . . .	37
4.1	Introduction . . . . .	37
4.2	Systèmes à l'étude . . . . .	37
4.3	Modèles par éléments finis . . . . .	41
4.4	Résultats et discussions . . . . .	43
4.4.1	Fréquences de vibration . . . . .	43
4.4.2	Charge hydrodynamique . . . . .	53
4.4.3	Réponse sismique . . . . .	89
CHAPITRE 5	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS . . . . .	95
5.1	Rappel de la problématique et des objectifs . . . . .	95
5.2	Recommandations . . . . .	97
5.3	Limites de la méthode analytique proposée et travaux futurs . . . . .	98
RÉFÉRENCES	. . . . .	100

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1	Fréquences fondamentales des murs fixés latéralement. . . . .	31
Tableau 4.1	Fréquences et masses modales effectives de la vanne seule sans eau. . .	44
Tableau 4.2	Propriétés modales du système A et du cadre de l'évacuateur. . . . .	45
Tableau 4.3	Propriétés modales du système B et du cadre de l'évacuateur. . . . .	49
Tableau 4.4	Propriétés modales des systèmes A, B et B'. . . . .	75

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Évacuateur du barrage Lavey, Lausanne, Suisse. . . . .	2
Figure 2.1	Distribution 3D de la pression selon Westergaard. . . . .	6
Figure 3.1	Illustration de l'approche par sous-structuration en 3D. . . . .	17
Figure 3.2	Système structure-réservoir typique. . . . .	19
Figure 3.3	Intégration numérique par aire tributaire des noeuds. . . . .	24
Figure 3.4	Intégration numérique de Gauss à quatre points. . . . .	24
Figure 3.5	Validation de la méthode analytique proposée. . . . .	26
Figure 3.6	Étude paramétrique de la convergence sur $L_r$ : pression . . . . .	28
Figure 3.7	Étude paramétrique de la convergence sur $L_r$ : accélération . . . . .	29
Figure 3.8	Étude paramétrique des murs fixés latéralement : pression. . . . .	30
Figure 3.9	Étude paramétrique des murs fixés latéralement : accélération . . . . .	32
Figure 3.10	Distributions de pression pour les murs fixés latéralement. . . . .	33
Figure 3.11	Étude paramétrique des murs non-fixés latéralement : pression. . . . .	34
Figure 3.12	Étude paramétrique des murs non-fixés latéralement : accélération. . . . .	35
Figure 3.13	Distributions de pression pour les murs non-fixés latéralement. . . . .	36
Figure 4.1	Évacuateur de crue typique. . . . .	37
Figure 4.2	Évacuateur de crue simplifié avec réservoir de longueur infinie. . . . .	38
Figure 4.3	Dimensions du cadre triple en béton armé. . . . .	39
Figure 4.4	Dimensions d'une vanne en acier. . . . .	39
Figure 4.5	Dimensions du système B. . . . .	40
Figure 4.6	Sommaire des modèles à l'étude. . . . .	41
Figure 4.7	Conditions frontières du modèle de l'évacuateur de crue. . . . .	42
Figure 4.8	Éléments de transition 3D. . . . .	43
Figure 4.9	Points de mesure des réponses. . . . .	44
Figure 4.10	Formes modales de la vanne seule. . . . .	45
Figure 4.11	Comparaison sans eau de la vanne et du système A. . . . .	46
Figure 4.12	Comparaison sans eau du système A et composantes. . . . .	47
Figure 4.13	Formes modales du système A. . . . .	48
Figure 4.14	Comparaison sans eau du système B et composantes. . . . .	50
Figure 4.15	Accélération horizontale de la vanne centrale du système B. . . . .	51
Figure 4.16	Formes modales du système B. . . . .	52
Figure 4.17	Convergence sur $L_r$ du système A : pression hydrodynamique. . . . .	54
Figure 4.18	Convergence sur $L_r$ du système A : accélération horizontale. . . . .	55

Figure 4.19	Distribution de la pression hydrodynamique pour le système A. . . . .	56
Figure 4.20	Convergence sur $L_r$ du système B : pression hydrodynamique. . . . .	57
Figure 4.21	Convergence sur $L_r$ du système B : accélération horizontale. . . . .	58
Figure 4.22	Distribution de la pression hydrodynamique pour le système B. . . . .	59
Figure 4.23	Disitruptions 3D de la pression à l'interface fluide-structure : système A. . . . .	61
Figure 4.24	Disitruptions 3D de la pression à l'interface fluide-structure : système B. . . . .	63
Figure 4.25	Effet de la flexibilité de la vanne du système A : pression. . . . .	65
Figure 4.26	Effet de la flexibilité des vannes du système B latéral : pression. . . . .	66
Figure 4.27	Effet de la flexibilité des vannes du système B central : pression. . . . .	67
Figure 4.28	Système A vs. système B latéral : pression. . . . .	69
Figure 4.29	Système A vs. système B latéral : accélération. . . . .	70
Figure 4.30	Système A vs. système B central : pression. . . . .	71
Figure 4.31	Système A vs. système B central : accélération. . . . .	72
Figure 4.32	Système B'. . . . .	73
Figure 4.33	Distributions 2D des systèmes A, B et B'. . . . .	74
Figure 4.34	Système A vs. systèmes B et B' centraux : pression. . . . .	76
Figure 4.35	Système A vs. systèmes B et B' centraux : accélération. . . . .	77
Figure 4.36	Convergence sur $L_r$ du système A incompressible : pression. . . . .	78
Figure 4.37	Convergence sur $L_r$ du système A incompressible : accélération. . . . .	79
Figure 4.38	Convergence sur $L_r$ du système B incompressible : pression. . . . .	80
Figure 4.39	Convergence sur $L_r$ du système B incompressible : accélération. . . . .	81
Figure 4.40	Effet de la compressibilité sur la vanne seule : pression. . . . .	82
Figure 4.41	Effet de la compressibilité sur la vanne seule : accélération. . . . .	83
Figure 4.42	Effet de la compressibilité sur le système A : pression. . . . .	84
Figure 4.43	Effet de la compressibilité sur le système A : accélération. . . . .	85
Figure 4.44	Effet de la compressibilité sur le système B latéral : pression. . . . .	86
Figure 4.45	Effet de la compressibilité sur le système B latéral : accélération. . . . .	87
Figure 4.46	Effet de la compressibilité sur le système B central : pression. . . . .	88
Figure 4.47	Effet de la compressibilité sur le système B central : accélération. . . . .	89
Figure 4.48	Réponse sismique du système A vs. système B latéral. . . . .	90
Figure 4.49	Réponse sismique du système A vs. système B central. . . . .	91
Figure 4.50	Réponse sismique du système B : MEF couplée vs. Westergaard. . . . .	92
Figure 4.51	Réponse sismique du système B : MEF couplée vs. Westergaard. . . . .	93
Figure 4.52	Réponse sismique du système B avec vannes rigidifiées. . . . .	94

## LISTE DES ACCRONYMES ET DES SYMBOLES

### *Accronymes*

2D	Deux dimensions
3D	Trois dimensions
DDL	Degré de liberté

### *Symboles*

$a_g^{(x)}$	Accélération au sol
$A_i$	Aire tributaire associée au noeud $i$
$b_g$	Largeur de la vanne en acier
$b_r$	Largeur du système structure-réservoir
$C_r$	Vitesse de propagation d'onde dans l'eau
$E_c$	Module d'élasticité du béton
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier
$E_{\text{vanne}}$	Module d'élasticité du matériau constituant la vanne
$H_g$	Hauteur de la vanne en acier
$H_r$	Hauteur du réservoir
$H_s$	Hauteur de la structure
$L_r$	Longueur du réservoir
$L_s$	Longueur de la structure
$m_i$	Masse ajoutée au noeud $i$ selon la formulation de Westergaard
$M_s$	Matrice de masse de la structure
$N_r$	Nombre de modes acoustiques dans l'analyse analytique
$N_s$	Nombre de modes structuraux dans l'analyse analytique
$p(x, y, z, t)$	Pression hydrodynamique
$\bar{p}(x, y, z, \omega)$	Courbe de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique
$\bar{p}_0(x, y, z, \omega)$	Pression hydrodynamique rigide
$\bar{p}_j(x, y, z, \omega)$	Pression hydrodynamique flexible
$U$	Déplacement du noeud d'un élément fini solide
$\bar{u}(x, y, z, \omega)$	Déplacement selon $x$
$\ddot{u}(x, y, z, \omega)$	Accélération selon $x$
$\bar{v}(x, y, z, \omega)$	Déplacement selon $y$
$\ddot{v}(x, y, z, \omega)$	Accélération selon $y$
$\bar{w}(x, y, z, \omega)$	Déplacement selon $z$
$\ddot{w}(x, y, z, \omega)$	Accélération selon $z$

$\ddot{x}_g(t)$	Accélération harmonique au sol
$z_i$	Élévation du noeud $i$ au dessus de la base de l'évacuateur
$\bar{Z}_j(\omega)$	Coordonnée généralisée
$\delta_{m0}$	Delta de Kroenicker
$\eta_s$	Coefficient d'amortissement hystérétique
$\nu_s$	Coefficient de Poisson de l'acier
$\nu_c$	Coefficient de Poisson du béton
$\rho_r$	Masse volumique du fluide
$\rho_c$	Masse volumique du béton
$\rho_s$	Masse volumique de l'acier
$\rho_w$	Mass volumique de l'eau
$\phi$	Potentiel de vitesse d'un élément fini fluide
$\psi_j^{(x)}(x, y, z)$	Forme modale selon $x$ du $j^e$ mode structural
$\psi_j^{(y)}(x, y, z)$	Forme modale selon $y$ du $j^e$ mode structural
$\psi_j^{(z)}(x, y, z)$	Forme modale selon $z$ du $j^e$ mode structural
$\omega$	Fréquence d'excitation harmonique
$\omega_n$	Fréquence naturelle structurale



## CHAPITRE 1

### INTRODUCTION

#### 1.1 Problématique

Cela fait maintenant plusieurs décennies que les chercheurs dans le domaine du génie civil s'intéressent aux effets de sollicitations de nature dynamique ou sismique sur les structures hydrauliques comme les barrages, les évacuateurs de crue, les vannes et les écluses.

En effet, de nombreux évènements historiques ont démontré au fil des ans que les ouvrages du génie civil sont vulnérables lorsqu'elles vibrent en contact avec de l'eau. Les dommages encaissés par les barrages Hsinfengkiang à Canton, en Chine, en 1962 et Koyna à Poona, en Inde, en 1967 témoignent de cette réalité (Chopra, 1988; S.Zhang et Wang, 2013; S.Zhang *et al.*, 2013).

Il va sans dire que les implications pour la sécurité des populations vivant à proximité des structures hydrauliques sont énormes. Voilà donc qu'il est essentiel de pouvoir évaluer de manière efficace et fiable la sécurité sismique de ces grands ouvrages. Il apert toutefois qu'une telle évaluation figure parmi les problèmes les plus complexes en génie des structures.

Bien que plusieurs chercheurs aient contribué au fil des ans à l'avancement des méthodes d'analyse des problèmes d'interaction fluide-structure en génie civil, leurs travaux se concentrent dans la majorité des cas sur les barrages poids et barrages voûte vibrant en contact avec un réservoir. Les structures comme les évacuateurs de crue ont fait l'objet d'une quantité limitée d'études dans la littérature.

Les évacuateurs de crue sont pourtant des structures communes faisant partie de la vaste majorité des aménagements hydro-électriques dans le monde. Ils peuvent prendre diverses configurations géométriques et présenter un nombre variable de vannes, allant d'une seule à plus d'une dizaine. Les piliers des évacuateurs peuvent être relativement courts ou assez longs (plus de 10 m) dans la direction amont-aval, formant des pertuis confinant parfois d'importants volumes d'eau. Les vannes d'un évacuateur peuvent être droites ou courbées (vannes segments) et les systèmes de levage des vannes varient également en fonction des besoins du projet. La figure 1.1 présente un exemple d'évacuateur de crue avec de longs pertuis et trois

vannes droites.

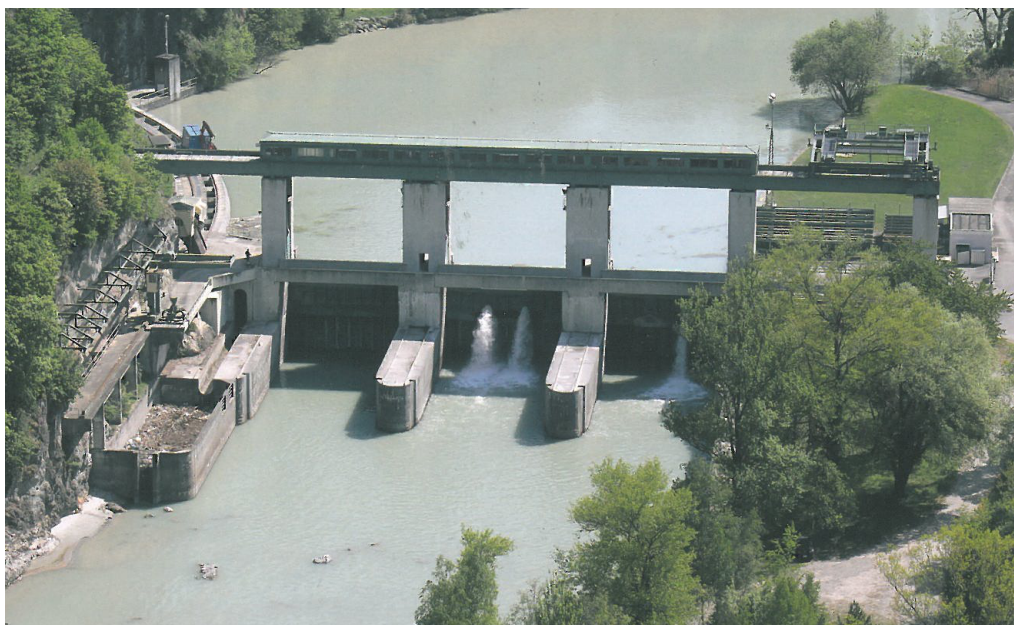


Figure 1.1 Évacuateur du barrage Lavey, Lausanne, Suisse.

Les évacuateurs de crue se distinguent des barrages notamment par leur nature composite, étant constitués à la fois de vannes en acier flexibles et d'une superstructure en béton armé beaucoup plus rigide. Les composantes des évacuateurs de crue présentent donc des caractéristiques très différentes et leur interaction avec le domaine fluide lors d'une sollicitation dynamique ou sismique n'a pas encore été bien caractérisée.

La complexité des structures composites comme les évacuateurs de crue vibrant en contact avec l'eau fait en sorte que leur modélisation doit, dans la grande majorité des cas, se faire en trois dimensions. L'élaboration de tels modèles peut toutefois s'avérer très complexe et coûteuse, ce qui pousse les ingénieurs de la pratique à employer des méthodes simplifiées de calcul adoptant un ensemble d'hypothèses dont la validité n'a pas encore été établie dans la littérature pour le cas précis des évacuateurs de crue. Il existe donc encore un besoin de caractérisation des effets 3D de l'interaction fluide-structure pour ce type d'ouvrage.

## 1.2 Objectifs principaux

Les objectifs du présent travail sont les suivants :

1. Proposer et valider une nouvelle méthode analytique simplifiée basée sur le principe de la sous-structuration permettant de modéliser l'interaction fluide-structure en trois dimensions.
2. Utiliser la méthode simplifiée proposée afin de réaliser une étude paramétrique des effets 3D de l'interaction fluide-structure pour des systèmes mur-réservoir simples.
3. Réaliser des modèles par éléments finis 3D d'évacuateurs de crue.
4. Procéder à une caractérisation des effets 3D de l'interaction fluide-structure sur la réponse dynamique et sismique des évacuateurs de crue.
5. Formuler des recommandations pour l'analyse de la réponse dynamique et sismique des évacuateurs de crue en trois dimensions.

### 1.3 Méthodologie

La validation de la méthode analytique s'effectue par une comparaison avec la méthode des éléments finis couplée 3D, qui tient compte des effets de l'interaction fluide-structure. L'étude paramétrique vise à évaluer l'effet de la largeur du réservoir considéré ainsi que des conditions frontières appliquées aux côtés latéraux des murs. L'étude est réalisée sur un ensemble de systèmes mur-réservoir de largeurs variables et dont les extrémités latérales sont, dans un premier temps, fixes et dans un deuxième temps, libres.

La caractérisation de l'interaction fluide-structure pour le cas des évacuateurs de crue se fait par le biais de l'évaluation des effets de trois paramètres sur la réponse dynamique et sismique en 3D :

1. La largeur du système structure-réservoir.
2. La flexibilité structurale, en particulier celle des vannes en acier.
3. La compressibilité de l'eau.

Pour ce faire, nous développons une série de modèles par éléments finis couplés d'interaction fluide-structure 3D d'évacuateurs de crue de largeurs variables vibrant en contact avec un réservoir où l'eau est considérée tantôt compressible, tantôt incompressible.

Nous étudions d'abord le comportement de ces structures dans le domaine des fréquences sans la présence d'un réservoir afin de mieux cerner l'effet de leurs composantes sur la réponse dynamique. Nous ajoutons ensuite un réservoir de longueur infinie pour former des systèmes structure-réservoir dont nous étudions la réponse dans les domaines des fréquences et du temps. Le réservoir est modélisé dans un premier temps en utilisant la méthode des éléments

finis et, dans un deuxième temps, avec la méthode des masses ajoutées de Westergaard afin d'évaluer l'effet de la flexibilité structurale sur la réponse. L'effet de la flexibilité est également évaluée par l'étude d'évacuateurs dont les vannes sont rigidifiées par une augmentation du module d'élasticité de leur matériau constitutif.

Enfin, des profils de pression 3D sont tracés afin de permettre une visualisation des effets de la largeur considérée du système et de la flexibilité des vannes sur l'interaction fluide-structure et la réponse des systèmes.

## 1.4 Contenu du mémoire

Le présent mémoire est divisé en cinq chapitres. Ce premier chapitre a présenté la problématique à l'étude, les objectifs de la recherche ainsi que la méthodologie employée.

Le chapitre suivant présente une revue des principaux travaux ayant été effectués dans le domaine de la sécurité sismique des structures hydrauliques. Nous faisons un survol des principales méthodes de calcul ayant été développées au fil des années et terminons par une présentation de quelques travaux reliés au cas spécifique des évacuateurs de crue.

Le chapitre 3 présente les bases mathématiques de la formulation analytique proposée ainsi que la validation de cette dernière par le biais d'une comparaison avec la méthode des éléments finis. Le chapitre se termine avec la présentation des résultats de l'étude paramétrique des effets 3D de l'interaction fluide-structure pour les systèmes simples mur-réservoir.

Le chapitre 4 présente les résultats de la caractérisation des effets 3D de l'interaction fluide-structure pour le cas particulier des évacuateurs de crue.

Enfin, la conclusion présente une synthèse de l'étude et propose des recommandations ainsi que de nouvelles perspectives possibles pour la recherche à plus long terme.

## CHAPITRE 2

### REVUE DE LA LITTÉRATURE

#### 2.1 Introduction

L'analyse sismique des ouvrages hydrauliques a progressé depuis les méthodes empiriques basées sur l'application de forces statiques équivalentes et tient maintenant compte du volet dynamique du problème.

Au départ, les méthodes proposées ne tenaient pas compte des effets de l'interaction fluide-structure ou la simplifiaient de manière grossière. Ces effets sont pris en compte dans des travaux subséquents, notamment ceux de Chopra et ses collaborateurs (1986; 1968; 1970; 1978; 1984; 1982).

Les premières analyses numériques réalistes de la réponse sismique d'ouvrages hydrauliques ont été rendues possibles par l'avènement de la méthode des éléments finis et d'ordinateurs suffisamment puissants pour réaliser un nombre imposant de calculs. Ainsi, la vaste majorité de la recherche dans ce domaine n'a pu débuter qu'au milieu des années 1960.

La fiabilité des procédures analytiques et numériques proposées au cours des années 1970, 1980 et 1990 a été vérifiée, dans une certaine mesure, par la comparaison avec une quantité limitée de résultats expérimentaux. À ce titre, les analyses expérimentales et numériques réalisées par Paultre et Proulx (1997) sur le barrage-poids Outardes 3, dans le nord-est du Québec, au Canada, ont été d'une importance capitale.

Les sections suivantes présentent un survol plus détaillé des méthodes de calcul ayant été mis sur pied à ce jour pour l'évaluation de la sécurité sismique des ouvrages de génie civil vibrant en contact avec de l'eau.

#### 2.2 Les méthodes d'analyse traditionnelles

Les premières méthodes de calcul de la réponse des ouvrages hydrauliques aux charges sismiques ont été mises au point par Westergaard (1933). La méthode des masses ajoutées de Westergaard est une formulation simplifiée basée sur une solution de l'équation d'onde en deux dimensions négligeant la flexibilité structurale. La formulation modélise les forces

d'inertie en provenance du réservoir agissant sur la structure par l'application de masses ajoutées à la face de la structure en contact avec l'eau.

La masse ajoutée  $m_i$  à attacher au noeud structural  $i$  se trouvant à l'interface fluide-structure est calculée comme suit :

$$m_i = \frac{7}{8} \rho_w a_g A_i \sqrt{H_r (H_r - z_i)} \quad (2.1)$$

Où  $m_i$  est la masse ajoutée au noeud  $i$ ,  $\rho_w$  est la masse volumique de l'eau,  $A_i$  est l'aire tributaire du noeud  $i$  sur la face de la structure en contact avec l'eau,  $H_r$  est la hauteur d'eau dans le réservoir et  $z_i$  est la position verticale du noeud  $i$  sur la face de la structure en contact avec l'eau. On obtient alors une distribution parabolique de la pression hydrodynamique, tel qu'illustré à la figure 2.1 :

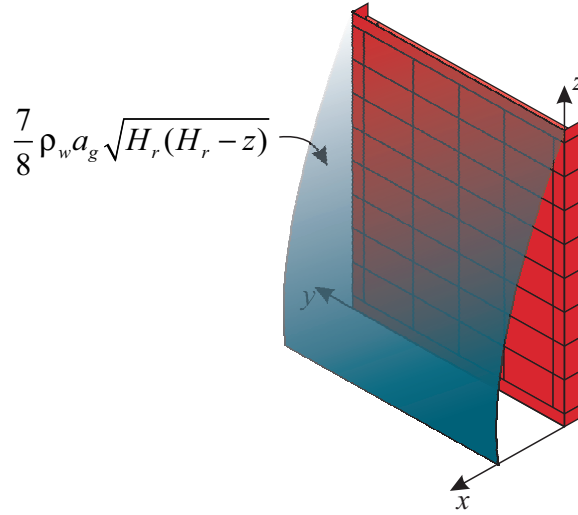


Figure 2.1 Distribution 3D de la pression hydrodynamique selon la formulation de Westergaard.

Le processus de calcul mis sur pied par Westergaard ne tient pas compte de la flexibilité de la structure, négligeant ainsi l'effet de l'interaction fluide-structure sur la charge hydrodynamique. Cette façon de faire sous-estime de manière considérable les pressions additionnelles s'appliquant sur la structure lors d'un séisme. En effet, il a été démontré par Chopra (1968) que lorsqu'on inclut l'interaction fluide-structure résultant de la déformation flexible de la structure ainsi que la compressibilité de l'eau, les pressions hydrodynamiques deviennent significatives.

Voilà donc que les critères de conception découlant de l'utilisation de la méthode de Westergaard ou d'autres méthodes traditionnelles ayant été fortement inspirées par ses travaux (par exemple, celle de la US Bureau of Reclamation (Chopra, 1988)) exigent l'emploi de facteurs de sécurité considérables vis-à-vis le glissement, le renversement et la rupture sous un ensemble de combinaisons de charge.

Soulignons également que les méthodes traditionnelles ne tiennent aucunement compte de la flexibilité du roc de fondation ni de la capacité d'absorption d'ondes du sous-sol sédimentaire du réservoir. Ainsi, dans tous les cas, ces méthodes produisent des résultats inexacts devant être contrebalancés, pour des fins de sécurité, par un dimensionnement non optimisé.

Kaltsouni et al. (1999) ont proposé une amélioration à la méthode des masses ajoutées de Westergaard par le biais d'un facteur d'amplification tenant compte des accélérations dues à la flexibilité structurale. La méthode propose de choisir parmi trois facteurs d'amplification selon l'intervalle à laquelle appartient la période fondamentale du système structure-réservoir. On applique ensuite le facteur d'amplification au calcul des masses ajoutées de Westergaard en supposant une distribution linéaire de l'amplification due à l'accélération sur la hauteur de la structure, la valeur minimale (l'accélération au sol) se produisant à la base de la structure et la valeur maximale se produisant à son sommet, en deux dimensions.

Blevins (1979) a proposé une équation simplifiée permettant de calculer la fréquence naturelle ( $f_i^{\text{couplée}}$ ) d'une plaque vibrant en contact avec l'eau pour un mode de vibration  $i$  en tenant compte des effets de l'interaction fluide-structure et de la compressibilité de l'eau :

$$\frac{f_i^{\text{découplée}}}{f_i^{\text{couplée}}} = \frac{1}{\left[1 - \frac{A_p}{M_p}\right]^{0.5}} \quad (2.2)$$

où  $f_i^{\text{découplée}}$  est la fréquence naturelle correspondant au mode  $i$  de la plaque vibrant sans eau,  $M_p$  est la masse de la plaque et  $A_p$  est la masse ajoutée de la plaque due aux forces d'inertie provenant de la masse d'eau. L'auteur présente des équations et des tableaux permettant de calculer le terme  $A_p$  pour des plaques simples de géométries et de conditions frontières variables submergées dans un domaine fluide.

### 2.3 Les facteurs qui influencent le comportement dynamique

Les recherches effectuées depuis les travaux initiaux de Westergaard ont révélé un ensemble de facteurs qui influent sur la réponse dynamique ou sismique d'un système structure-

réservoir-fondation. Nous en présentons ici une brève description.

### 2.3.1 Compressibilité du domaine fluide

Il a été démontré (Chopra, 1988, 1968) que l'effet de la compressibilité de l'eau devient négligeable lorsque la fréquence fondamentale du réservoir (modélisé par un bloc homogène de fluide ayant une profondeur constante et une longueur infinie) est au moins deux fois plus grande que celle de la structure seule. Nous pouvons donc dire que l'eau du réservoir agit comme un fluide incompressible si et seulement si la structure est suffisamment flexible. Le respect de cette condition peut impliquer l'emploi d'un module d'élasticité démesurément faible pour le matériau composant la structure dans le cas de structures massives.

### 2.3.2 Interaction fluide-structure

L'interaction fluide-structure est un résultat direct de la flexibilité de la structure en vibration : la déformation de la structure crée des ondes de pression hydrodynamiques à l'intérieur du réservoir fluide qui, à leur tour, agissent comme une charge dynamique additionnelle qui fait déformer la structure. Cette interaction donne lieu à l'apparition de termes et d'équations mathématiques dépendant de la fréquence de la sollicitation qui influent sur la réponse de la structure et sur la période fondamentale du système structure-réservoir.

De manière générale, ce phénomène donne lieu à une augmentation de la réponse dynamique de la structure en raison de la présence de l'eau du réservoir. On note également que la fréquence fondamentale du système structure-réservoir diminue par rapport à la fréquence fondamentale de la structure sans eau.

### 2.3.3 Absorption d'ondes par le fond du réservoir

Les sédiments déposés au fond du réservoir peuvent être modélisés par une frontière faisant l'absorption partielle des ondes de pression hydrodynamiques. La capacité d'absorption de la frontière est déterminée par un coefficient de réflexion d'ondes ( $\alpha$ ), qu'on définit comme la proportion de l'amplitude d'une onde se propageant à la verticale qui est réfléchi vers le réservoir et qui dépend des poids volumiques du fluide et du matériau du fond du réservoir ainsi que de la vitesse de propagation d'onde au sein de la fondation ( $C_f$ ) (Bouaanani et Perrault, 2010).

Tous les termes hydrodynamiques des équations du mouvement dépendent alors du paramètre  $\alpha$ . La réponse dynamique de la structure dépend donc également de ce paramètre.



Notons que l'influence de  $\alpha$  est surtout marquée au niveau du mode fondamental de vibration du système.

La conséquence principale de la prise en compte de l'absorption d'ondes du fond du réservoir est la réduction de l'amplitude des pics des déplacements structuraux sans modification significative du contenu fréquentiel de la réponse. Il s'agit, en d'autres termes, d'une augmentation du taux d'amortissement du système.

### **2.3.4 Interaction fondation-structure**

L'interaction entre la structure et le roc flexible de la fondation allonge quelque peu la période fondamentale du système (Chopra, 1988). Elle a également pour effet de réduire les contraintes dans la structure ainsi que la contribution à la réponse des modes supérieurs de vibration. Le fait de considérer la flexibilité de la fondation diminue également l'effet que peut avoir la prise en compte de la capacité d'absorption du fond du réservoir sur le calcul des contraintes au sein de la structure.

## **2.4 Procédures analytiques et algorithmes**

Des procédures et algorithmes ont été développés par Chopra et ses collaborateurs (1986; 1968; 1970; 1978; 1984; 1982) pour l'analyse de systèmes réservoir-structure-fondation en deux et en trois dimensions. Les méthodes en deux dimensions tiennent compte des interactions fluide-structure et fondation-structure, de la compressibilité de l'eau, de l'absorption d'ondes du fond du réservoir et de la flexibilité de la structure. Chopra admet toutefois que ses méthodes en trois dimensions traitent le problème de manière trop simplifiée (Chopra, 1988). Rashed a effectué une généralisation mathématique des méthodes de Chopra afin de produire une méthode analytique en trois dimensions permettant de calculer la réponse d'un système structure-réservoir pour des modes individuels de vibration structurale (Rashed, 1983).

Toutes ces méthodes analytiques font l'hypothèse que la face amont de la structure est verticale et lisse, ce qui est acceptable pour la plupart des structures qui nous intéressent. On suppose également que le réservoir est de profondeur constante et que le roc de fondation et le matériau du fond du réservoir sont homogènes, isotropes et visco-élastiques.

Les procédures de calcul développées par Chopra et ses collaborateurs et plus tard par Rashed et par Bouaanani, Paultre et Proulx (2003) sont dites « découplées » ou basées sur l'approche par « sous-structuration » : on étudie d'abord la vibration (les formes modales,

les facteurs de participation modale et les fréquences modales) de la structure seule (c'est-à-dire, sans la présence du réservoir) et on se base sur ces caractéristiques pour le calcul de la distribution des pressions hydrodynamiques à l'intérieur du réservoir. C'est lorsqu'on connaît ces pressions que l'on peut calculer l'effet qu'elles auront sur la structure.

Il s'agit d'une importante distinction à faire avec d'autres méthodes comme celle des éléments finis, qui considèrent le système couplé structure-réservoir et calculent les modes, fréquences naturelles de vibration et facteurs de participation modale pour le système entier.

## 2.5 Méthode des éléments finis

Comme nous l'avons mentionné préalablement, l'avènement au milieu des années 1960 de la méthode des éléments finis et d'ordinateurs puissants capables de gérer un grand nombre de calculs a fortement contribué à l'évolution des analyses de systèmes structure-réservoir-fondation.

Les premiers modèles ont été réalisés par la US Bureau of Reclamation en 1976 (Chopra, 1988), mais ne tenaient pas compte des effets de l'interaction fluide-structure ou sol-structure. En d'autres termes, elles procédaient par l'application de masses ajoutées, à l'instar de la formulation de Westergaard.

De nombreuses formulations plus précises, basées sur les éléments finis, les éléments de frontière ou une combinaison des deux, ont été développées au fil des années pour modéliser les interactions fluide-structure en deux et en trois dimensions (Bouannani et Lu, 2009). Nous nous concentrons ici sur la formulation employée par ADINA (2012) puisqu'il s'agira du logiciel que nous emploierons pour effectuer nos analyses ainsi que pour valider nos formulations analytiques.

### 2.5.1 Modélisation du domaine fluide

La formulation employée par ADINA permet de choisir entre l'élément Lagrangien et l'élément Eulérien pour la modélisation du domaine fluide. La principale différence qui existe entre ces deux types d'élément est la variable d'état qu'elles traitent. Dans le cas de l'élément fluide Lagrangien, ce sont les déplacements aux noeuds des éléments fluides qui sont calculés (à l'instar des éléments finis solides conventionnels dits « displacement-based »), alors que la formulation Eulérienne prend comme variable d'état la pression, le potentiel de vitesse ou le

potentiel de déplacement aux noeuds des éléments (d’où l’appellation commune « potential-based »).

L’avantage de la formulation Eulérienne est qu’elle donne lieu à une réduction significative du nombre de degrés de liberté (DDL) associés à chaque noeud élémentaire puisque le potentiel de vitesse peut être quantifié par une seule valeur scalaire. Cet avantage prend une importance particulière dans le cas de modèles 3D en se traduisant par une réduction du nombre de DDL fluides par un facteur de trois, ce qui donne donc lieu à une économie significative en termes du temps et des ressources informatiques nécessaires pour réaliser les calculs.

### 2.5.2 Interaction fluide-structure et compatibilité

Il faut noter par contre que des éléments d’interface deviennent nécessaires dans la formulation Eulérienne afin d’assurer la compatibilité entre les déplacements de la structure et les pressions dans le fluide à l’interface fluide-structure. La formulation  $\phi - U$  (Everstine, 1981; Olson et Bathe, 1985; Bouannani et Lu, 2009), basée sur le potentiel de vitesse des éléments fluides ( $\phi$ ) et les déplacements des éléments structuraux ( $U$ ), permet d’obtenir un système symétrique d’équations d’équilibre matriciel à résoudre.

Cette formulation constitue la base de l’interaction fluide-structure dans ADINA, qui résout par itérations le système non-linéaire d’équations d’équilibre entre le potentiel de vitesse du fluide, les déplacements de la structure et les forces résultant de l’accélération des corps fluide et solide ainsi que de la pression dynamique dans le domaine fluide engendrée par les déplacements structuraux à l’interface fluide-structure (ADINA, 2012; Bathe, 1996).

Bouaanani et Lu (2009) ont validé cette formulation en comparant les résultats obtenus de modèles 2D analysés avec le logiciel ADINA à ceux produits par des formulations analytiques.

### 2.5.3 Densité du maillage et convergence

Les travaux de Bouaanani et Lu (2009) ont également permis d’évaluer un ensemble de facteurs régissant la modélisation 2D de systèmes réservoir-structure en utilisant la méthode des éléments finis. En effet, leurs expériences numériques ont permis de cerner l’importance du raffinement du maillage, des dimensions à considérer pour un réservoir de longueur infinie ainsi que de la modélisation de la forme (rectangulaire ou non) du domaine fluide.

Afin d'assurer la justesse des résultats générés par la méthode des éléments finis (en d'autres termes, pour assurer la convergence de la solution), il est de pratique commune de limiter la taille de l'élément le plus grossier d'un maillage à un douzième de la longueur d'onde la plus courte considérée (dénotée  $d_{fe}$ ). Cette longueur d'onde correspond à  $\frac{C_r}{f_{max}}$ , où  $C_r$  est la vitesse de propagation de l'onde dans le domaine fluide et  $f_{max}$ , la plus grande fréquence de sollicitation étudiée.

Bouaanani et Lu (2009) ont également démontré que le raffinement du maillage influence tout particulièrement la justesse des résultats pour les fréquences élevées de sollicitation. Ils ont aussi trouvé que, toujours en validant avec la solution analytique, les éléments 2D à 9 noeuds sont très efficaces pour représenter la réponse des systèmes structure-réservoir, et ce, même lorsque leur taille dépasse la longueur caractéristique ( $d_{fe}$ ) décrite ci-dessus.

## 2.6 Méthodes simplifiées

Bien qu'extrêmement robuste, la méthode des éléments finis peut devenir très coûteuse dans le cas d'analyses de systèmes structure-réservoir de grande envergure. Cette réalité est plus sévère encore dans les cas d'analyses tridimensionnelles, où les domaines structural et surtout fluide peuvent prendre des proportions gigantesques et causer des difficultés même pour les ordinateurs les plus puissants offerts sur le marché à l'heure actuelle.

Ainsi, la création et l'analyse de modèles d'interaction fluide-structure peut exiger des ressources humaines très spécialisées en plus de ressources temporelles et matérielles considérables. Ces coûts peuvent donc s'avérer prohibitifs, surtout dans le cas d'études d'avant-projet.

Les méthodes analytiques découplées ont l'avantage de permettre à l'utilisateur de modéliser le domaine fluide à l'aide d'un algorithme, ce qui est beaucoup plus économique que la création et l'analyse d'un maillage de plusieurs centaines de milliers d'éléments finis fluides pour les réservoirs de taille considérable. Ces méthodes découplées demeurent toutefois fastidieuses parce que leur utilisation exige le plus souvent de considérer un grand nombre de modes de vibration structuraux et fluides afin d'assurer la convergence de la solution.

Il faut également ajouter que les méthodes découplées sont surtout adaptées aux analyses bidimensionnelles et que les méthodes analytiques tridimensionnelles ne sont pas encore tout à fait complètes.

Ces deux constatations ont fait en sorte qu'il s'est développé une demande pour des méthodes de calcul simplifiées, efficaces et robustes permettant de résoudre des problèmes d'interaction fluide-structure. Des chercheurs ont répondu à cette demande en proposant des méthodes en deux dimensions.

### 2.6.1 Les méthodes simplifiées de Chopra et ses collaborateurs

Chopra et ses collaborateurs (1984; 1985; 1987) ont développé une procédure simplifiée permettant de dégager la réponse maximale d'un système structure-réservoir dans son mode fondamental à une charge sismique. Cette réponse est exprimée sous la forme de forces latérales équivalentes et est calculée à partir d'un spectre de réponse plutôt qu'en analyse temporelle. Plus tard, la méthode a été raffinée afin de tenir compte des effets de l'interaction sol-structure et de l'absorption d'ondes des matériaux du fond du réservoir, en plus des effets de l'interaction fluide-structure et de la compressibilité de l'eau, déjà considérés dans la méthode originale. Aussi, les raffinements ont donné lieu au calcul de forces latérales équivalentes découlant de la réponse de la structure dans ses modes supérieurs de vibration, calculées par le biais d'une « correction statique » qui suppose :

1. Que l'amplification dynamique des modes supérieurs est négligeable.
2. Que les interactions entre la structure, l'eau et la fondation sont négligeables en modes supérieurs.
3. Que la compressibilité de l'eau peut être négligée en modes supérieurs.

La méthode simplifiée de Chopra permet à l'ingénieur d'employer des équations relativement peu complexes ainsi que des tables et des abaques pour calculer rapidement, en deux dimensions, les contraintes se développant dans une structure soumise à une charge sismique (spectrale) donnée. La méthode de Chopra prend comme étalon le barrage poids le plus massif du Pine Flat Dam, situé en Californie, aux États-Unis. Il s'agit d'une structure de 121.92 m de hauteur et de 95.81 m de largeur à la base.

Il a été démontré par Bouaanani et Miquel (2010) qu'un certain effet d'échelle existe au sein de la formulation de Chopra et que, plus précisément, les abaques et tables à utiliser dans le cadre de sa méthode simplifiée ne sont valables que pour une structure ayant des dimensions relativement semblables à celles de Pine Flats. Il s'est donc créé un besoin pour des méthodes simplifiées plus générales pouvant s'appliquer à des structures moins imposantes en hauteur.

### 2.6.2 Les méthodes simplifiées de Bouaanani et al.

Bouaanani et al. (2010; 2011) ont mis sur pied une méthode de calcul simplifiée générale de la réponse des systèmes barrage-réservoir aux charges sismiques en deux dimensions.

Il s'agit d'une méthode tenant compte de la compressibilité de l'eau, de la flexibilité de la structure et de la variabilité possible de la géométrie de la structure et du niveau de l'eau dans le réservoir. La méthode calcule les forces et masses additionnelles résultant de la sollicitation sismique et permet une évaluation rapide des contraintes se développant à l'intérieur de la structure.

La méthode s'appuie initialement sur une conception découplée du système structure-réservoir. Elle demande donc l'entrée de données relatives au comportement dynamique (fréquence naturelle de vibration, forme modale, facteur de participation modale, masse modale) de la structure sans eau. Or, la formulation mathématique fait en sorte que seules les données relatives au mode fondamental de vibration de la structure soient requises, ce qui représente un grand avantage par rapport aux méthodes analytiques entièrement découplées décrites plus haut.

La méthode devient ensuite couplée puisqu'elle met en place une procédure mathématique simple permettant de calculer la fréquence de vibration fondamentale du système structure-réservoir en entier en se basant sur les propriétés de la structure seule et sur des coefficients déterminés d'avance par les chercheurs.

Une fois la fréquence de vibration fondamentale du système connue, il devient possible de calculer les pressions s'appliquant sur la structure et les forces qui en résultent. Il est toutefois nécessaire de faire une sommation sur un nombre  $N_r$  de modes acoustiques du domaine fluide. Cependant, il a été démontré par les chercheurs que la méthode converge lorsqu'on prend  $N_r$  autour de 10.

À noter également que l'expression développée par Chopra et Fenves (1985; 1987) peut être employée pour calculer les forces résultant des modes supérieurs de vibration du système.

L'avantage de cette méthode découle de son processus de calcul couplé, ne nécessitant que les propriétés du mode fondamental de vibration de la structure pour converger. Elle est aussi avantageuse par rapport à la méthode de Chopra parce qu'elle est valide pour un ensemble de formes géométriques et de tailles de structures.

## 2.7 Le cas particulier des évacuateurs de crue

Limoges et Léger (2009) ont élaboré un modèle complexe en trois dimensions d'un évacuateur de crue à l'aide de la méthode des éléments finis pour l'application de leur méthode d'évaluation globale de la sécurité sismique. Pour les fins de leur étude, les auteurs ont modélisé les pressions hydrodynamiques à l'aide de la méthode des masses ajoutées de Westergaard.

Melo et al. (2010) ont également élaboré des modèles 3D d'évacuateurs de crue dans le but de caractériser les effets de la présence des vannes sur la réponse dynamique de tels systèmes. Les auteurs ont d'abord modélisé les charges hydrodynamiques en utilisant la méthode des masses ajoutées de Westergaard afin d'évaluer l'influence des vannes flexibles sur le cisaillement calculé à la base de la structure vibrant en contact avec l'eau. Ils ont ensuite élaboré un modèle couplé d'interaction fluide-structure simplifié en trois dimensions qu'ils ont comparé avec un modèle similaire où le réservoir était modélisé avec les masses ajoutées de Westergaard afin d'évaluer l'effet de la flexibilité structurale et de la compressibilité de l'eau sur les périodes naturelles du système structure-réservoir.

Kolkman (1988) a présenté une méthode simplifiée basée sur la méthode d'itération (relaxation) de Gauss-Seidel pour le calcul de la masse ajoutée des vannes. La méthode discrétise le domaine fluide en un maillage carré en tenant compte des diverses conditions frontières appliquées au système en deux dimensions et procède aux itérations en chaque point par la résolution de l'équation de la continuité locale. La méthode peut s'appliquer à des vannes de différents types et configurations et est validée par les chercheurs pour le cas d'une plaque submergée dans un domaine fluide, dont la solution analytique est connue.

Pani et Battacharyya (2007; 2008; 2009) ont proposé une méthode basée sur le principe de sous-structuration et faisant usage des éléments finis de plaque de Mindlin (Mindlin, 1951) pour l'analyse dynamique en 3D d'une vanne sous l'hypothèse d'une structure adjacente rigide. Des conditions frontières bloquant les degrés de liberté de translation sont appliquées aux arrêtes de la vanne et seule la portion du réservoir se trouvant devant la vanne est considérée dans les analyses. Les auteurs tiennent compte de l'interaction fluide-structure et de la compressibilité de l'eau et proposent également une formulation permettant de modéliser une condition infinie à l'amont d'un réservoir tronqué.

Des essais expérimentaux visant à déterminer les fréquences de vibration des vannes sont aussi documentés dans la littérature. Nous citons notamment les travaux de Todd (2001),

qui a effectué des essais de vibration sur trois vannes segments afin d'en déterminer les fréquences et les formes modales pour des niveaux d'eau variables. Les données expérimentales ont également été utilisées afin de déterminer les masses ajoutées des vannes vibrant en contact avec l'eau en utilisant l'équation de Blevins (1979). Tinic et al. (1995) ont procédé à l'évaluation de la sécurité sismique d'un évacuateur de crue en Suisse par la réalisation d'un modèle par éléments finis 3D à largeur réduite dans lequel la masse ajoutée de la structure a été approximée en se basant sur la pression hydrostatique. Les chercheurs ont également réalisé des essais in situ afin de déterminer les caractéristiques modales de l'évacuateur. Enfin, Daniell et Taylor (2000) ont réalisé des essais sur une vanne segment pour en déterminer les fréquences et les formes modales. Leurs données ont été corrélées avec les résultats d'une analyse 3D par éléments finis et ont démontré que les effets tri-dimensionnels sont importants dans le cas de vannes sollicitées de manière dynamique ou sismique.



## CHAPITRE 3

### Méthode analytique et étude paramétrique

#### 3.1 Méthode analytique simplifiée 3D

##### 3.1.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous proposons une nouvelle méthode analytique simplifiée de calcul de la réponse dynamique des structures vibrant en contact avec l'eau tenant compte de la flexibilité structurale et des effets 3D de la dimension de la largeur du système structure-réservoir.

##### 3.1.2 Système à l'étude

La formulation analytique est basée sur une technique de sous-structuration où la structure est modélisée par la méthode des éléments finis et les effets du réservoir sont pris en compte de manière analytique par l'application de charges hydrodynamiques à la face amont de la structure.

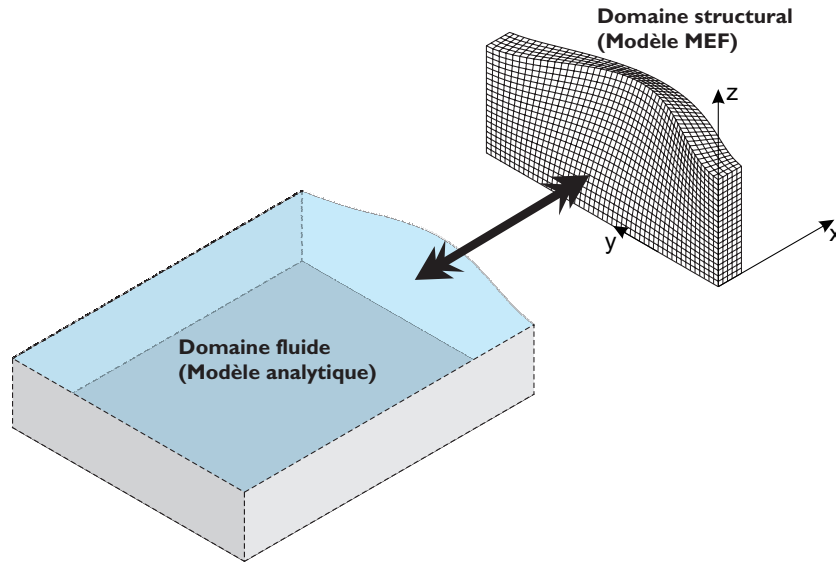


Figure 3.1 Illustration de l'approche par sous-structuration en 3D.

Les pressions hydrodynamiques sont calculées en obtenant d'abord les formes modales de la structure vibrant sans réservoir et en les appliquant ensuite comme conditions frontières à

la solution de l'équation de Helmholtz qui gouverne les mouvements à l'intérieur du réservoir dans le domaine des fréquences. Bouaanani et Lu (2009) ont démontré que cette procédure tenant compte de l'interaction structure-réservoir produit d'excellents résultats en comparaison avec des techniques modélisant le réservoir de manière numérique à l'aide d'éléments finis fluides basés sur le potentiel de vitesse. Nous présentons ici les équations de base de cette formulation sous l'hypothèse de l'eau incompressible.

Nous considérons des systèmes comme celui illustré à la figure 3.2. La structure présente une face verticale en contact avec le réservoir et peut représenter un barrage poids, un évacuateur de crue ou une porte d'écluse, par exemple. Nous considérons un mur rectangulaire dans ce qui suit pour la simplicité. Le réservoir est de forme prismatique avec une hauteur  $H_r$ , une largeur  $b_r$  et une longueur  $L_r$ . Le mur a une hauteur  $H_s$ , une épaisseur  $L_s$  et la même largeur  $b_r$  que le réservoir. Le mur est fixé à la base et ses extrémités latérales peuvent être libres ou fixes. Le domaine fluide est délimité par des conditions rigides sur ses faces latérales, amont et du fond et la friction entre le fluide et le fond du réservoir est négligée. Une condition de surface libre est considérée sur la face supérieure du réservoir et nous considérons que le domaine fluide est au repos avant que survienne l'accélération au sol. Le système de coordonnées illustré à la figure 3.2 est adopté pour décrire le système et pour développer les équations de la méthode analytique présentée ci-dessous.

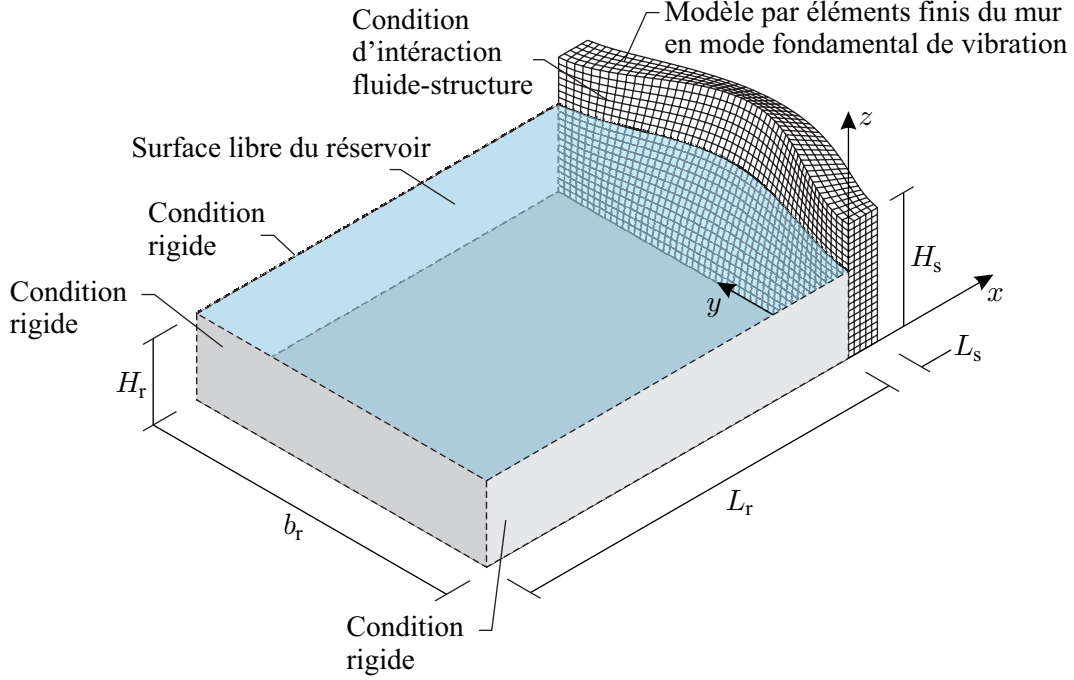


Figure 3.2 Système structure-réservoir typique : géométrie et conditions frontières.

### 3.1.3 Formulation mathématique

La pression hydrodynamique  $p(x, y, z, t)$  à l'intérieur du réservoir (en sus de la pression hydrostatique) obéit à l'équation d'onde :

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \frac{1}{C_r^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (3.1)$$

où  $t$  est la variable du temps,  $\rho_r$  est la masse volumique de l'eau et  $C_r$  est la vitesse de propagation du son dans l'eau (on note que  $C_r$  prend la valeur de l'infini lorsque l'eau est considérée incompressible). Suivant une accélération harmonique au sol  $\ddot{x}_g(t) = a_g^{(x)} e^{i\omega t}$ , la pression hydrodynamique dans le réservoir s'exprime dans le domaine des fréquences comme  $p(x, y, z, t) = \bar{p}(x, y, z, \omega) e^{i\omega t}$ , où  $\omega$  représente la fréquence de l'excitation et  $\bar{p}(x, y, z, \omega)$  la réponse à valeurs complexes dans le domaine des fréquences. En introduisant cette transformation dans l'Eq. (3.1), on obtient l'équation classique de Helmholtz pour l'eau incompressible :

$$\frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{p}}{\partial z^2} = 0 \quad (3.2)$$

Les réponses en fréquences pour les déplacements et les accélérations structurales suivant

les composantes de l'excitation dynamique sont :

$$\bar{u}(x, y, z, \omega) = \sum_{j=1}^{N_s} \psi_j^{(x)}(x, y, z) \bar{Z}_j(\omega); \quad \bar{\ddot{u}}(x, y, z, \omega) = -\omega^2 \sum_{j=1}^{N_s} \psi_j^{(x)}(x, y, z) \bar{Z}_j(\omega) \quad (3.3)$$

$$\bar{v}(x, y, z, \omega) = \sum_{j=1}^{N_s} \psi_j^{(y)}(x, y, z) \bar{Z}_j(\omega); \quad \bar{\ddot{v}}(x, y, z, \omega) = -\omega^2 \sum_{j=1}^{N_s} \psi_j^{(y)}(x, y, z) \bar{Z}_j(\omega) \quad (3.4)$$

$$\bar{w}(x, y, z, \omega) = \sum_{j=1}^{N_s} \psi_j^{(z)}(x, y, z) \bar{Z}_j(\omega); \quad \bar{\ddot{w}}(x, y, z, \omega) = -\omega^2 \sum_{j=1}^{N_s} \psi_j^{(z)}(x, y, z) \bar{Z}_j(\omega) \quad (3.5)$$

où  $\bar{u}$ ,  $\bar{v}$  et  $\bar{w}$  représentent des déplacements structuraux,  $\bar{\ddot{u}}$ ,  $\bar{\ddot{v}}$  et  $\bar{\ddot{w}}$  des accélérations structurales,  $\psi_j^{(x)}$ ,  $\psi_j^{(y)}$  et  $\psi_j^{(z)}$  les composantes  $x$ ,  $y$  et  $z$  du  $j^{\text{ème}}$  mode de vibration structural,  $\bar{Z}_j$  la coordonnée généralisée suivant la composante de l'excitation dynamique, et  $N_s$  le nombre total de formes modales incluses dans l'analyse.

Les réponses à valeurs complexes dans le domaine des fréquences pour la pression hydrodynamique  $\bar{p}$  sont (Fenves et Chopra, 1984) :

$$\bar{p}(x, y, z, \omega) = \bar{p}_0(x, y, z, \omega) - \omega^2 \sum_{j=1}^{N_s} \bar{Z}_j(\omega) \bar{p}_j(x, y, z, \omega) \quad (3.6)$$

où  $\bar{p}_0$  est la réponse en fréquences de la pression hydrodynamique découlant du mouvement de corps rigide de la structure causé par l'accélération horizontale au sol, et  $\bar{p}_j$  est la réponse en fréquences de la pression hydrodynamique découlant de l'accélération horizontale  $\psi_j^{(x)}(0, y, z)$  de la face amont de la structure. Dans ce qui suit, les pressions hydrodynamiques  $\bar{p}_0$  et  $\bar{p}_j$  sont désignées comme les parties rigide et flexible, respectivement, de la pression hydrodynamique totale  $\bar{p}$ .

Les conditions frontières devant être satisfaites par les fonctions  $\bar{p}_0$  et  $\bar{p}_j$  sont :

– À l'interface fluide-structure

$$\frac{\partial \bar{p}_0}{\partial x}(0, y, z, \omega) = -\rho_r a_g^{(x)} \quad (3.7)$$

$$\frac{\partial \bar{p}_j}{\partial x}(0, y, z, \omega) = -\rho_r \psi_j^{(x)}(0, y, z) \quad (3.8)$$

- À la surface libre du réservoir

$$\bar{p}_0(x, y, H_r, \omega) = \bar{p}_j(x, y, H_r, \omega) = 0 \quad (3.9)$$

- Sur le fond du réservoir

$$\frac{\partial \bar{p}_0}{\partial z}(x, y, 0, \omega) = \frac{\partial \bar{p}_j}{\partial z}(x, y, 0, \omega) = 0 \quad (3.10)$$

- Sur les côtés latéraux du réservoir

$$\frac{\partial \bar{p}_0}{\partial y}(x, 0, z, \omega) = \frac{\partial \bar{p}_0}{\partial y}(x, b_r, z, \omega) = \frac{\partial \bar{p}_j}{\partial y}(x, 0, z, \omega) = \frac{\partial \bar{p}_j}{\partial y}(x, b_r, z, \omega) = 0 \quad (3.11)$$

- À l'extrémité amont du réservoir
  - Pour un réservoir de longueur finie

$$\frac{\partial \bar{p}_0}{\partial x}(-L_r, y, z, \omega) = \frac{\partial \bar{p}_j}{\partial x}(-L_r, y, z, \omega) = 0 \quad (3.12)$$

- Pour un réservoir de longueur infinie

$$\lim_{x \rightarrow -\infty} \bar{p}_0(x, y, z, \omega) = \lim_{x \rightarrow -\infty} \bar{p}_j(x, y, z, \omega) = 0 \quad (3.13)$$

En appliquant les conditions frontières énumérées ci-dessus ainsi qu'une technique de séparation de variables pour résoudre l'équation classique de Helmholtz, on démontre que les fonctions  $\bar{p}_0$  et  $\bar{p}_j$  correspondant à la pression hydrodynamique dans le réservoir sont :

$$\bar{p}_0(x, y, z, \omega) = - \sum_{m=0}^{N_r} \sum_{n=0}^{N_r} \frac{4 \times (-1)^n \alpha \rho_r a_g^{(x)} \delta_{m0}}{(2n+1) \pi \kappa_{mn}} \Gamma_{mn} \cos(\mu_m y) \cos(\lambda_n z) \quad (3.14)$$

$$\bar{p}_j(x, y, z, \omega) = - \sum_{m=0}^{N_r} \sum_{n=0}^{N_r} \frac{2 \alpha \rho_r I_{j,mn}}{b_r H_r \kappa_{mn}} \Gamma_{mn} \cos(\mu_m y) \cos(\lambda_n z) \quad (3.15)$$

où  $\alpha = 1$  lorsque  $m = 0$  et  $\alpha = 2$  lorsque  $m > 0$ ,  $\delta_{m0}$  est le delta de Kronecker,  $\rho_r$  est la masse volumique de l'eau,  $N_r$  est le nombre de modes acoustiques du réservoir inclus dans l'analyse, et les paramètres  $\lambda_n$ ,  $\mu_m$ ,  $I_{j,mn}$ ,  $\Gamma_{mn}$  et  $\kappa_{mn}$  s'expriment :

$$\lambda_n = \frac{(2n+1) \pi}{2H_r}; \quad n = 0, 1, 2, \dots \quad (3.16)$$

$$\mu_m = \frac{m \pi}{b_r}; \quad m = 0, 1, 2, \dots \quad (3.17)$$

$$I_{j,mn} = \int_0^{H_r} \int_0^{b_r} \psi_j^{(x)}(0, y, z) \cos(\mu_m y) \cos(\lambda_n z) dy dz \quad (3.18)$$

où  $\psi_j^{(x)}(0, y, z)$  est la  $j^{eme}$  forme modale structurale évaluée à l'interface fluide-structure et obtenue d'un modèle par éléments finis 3D de la structure sans eau.

$$\Gamma_{mn}(x, \omega) = e^{\kappa_{mn} x} \quad (3.19)$$

et

$$\kappa_{mn} = \sqrt{\mu_m^2 + \lambda_n^2} \quad (3.20)$$

Le vecteur  $\bar{\mathbf{Z}}$  des coordonnées généralisées  $\bar{Z}_j$ ,  $j = 1 \dots N_s$ , est obtenu par la résolution du système d'équations :

$$\bar{\mathbf{S}} \bar{\mathbf{Z}} = \bar{\mathbf{Q}} \quad (3.21)$$

où, pour  $n = 1 \dots N_s$  et  $j = 1 \dots N_s$ ,

$$\bar{S}_{nj}(\omega) = [-\omega^2 + (1 + i\eta_s) \omega_n^2] \delta_{nj} + \omega^2 \int_0^{H_r} \int_0^{b_r} \bar{p}_j(0, y, z, \omega) \psi_n^{(x)}(0, y, z) dy dz \quad (3.22)$$

$$\bar{Q}_n(\omega) = -\psi_n^T \mathbf{M}_{ss} \mathbf{1}^{(x)} + \int_0^{H_r} \int_0^{b_r} \bar{p}_0(0, y, z, \omega) \psi_n^{(x)}(0, y, z) dy dz \quad (3.23)$$

où  $\eta_s$ ,  $M_s$ ,  $\omega_n$  et  $\psi_n$  représentent, respectivement, le coefficient d'amortissement hystérique, la matrice de masse, les fréquences naturelles et formes modales correspondantes de la structure sans eau. Les propriétés modales de la structure peuvent être obtenues à l'aide de formulations standards par éléments finis ou toute autre formulation analytique. Une étude de convergence doit être réalisée afin de déterminer le nombre suffisant de modes structuraux ( $N_s$ ) et fluides ( $N_r$ ) à inclure dans chaque analyse ainsi que pour assurer la convergence du maillage du modèle par éléments finis de la structure sans eau.

Soulignons que cette méthode permet également de réaliser des analyses sismiques dans le domaine du temps grâce à l'application de la transformation de Fourier et de son inverse.

### 3.1.4 Programmation de la méthode et intégration numérique

La méthode analytique que nous venons de décrire est facilement programmable à l'aide de logiciels de calcul tels que Matlab (MATLAB, 2012). La seule difficulté découle du calcul des variables  $I_{j,mn}$ ,  $\bar{S}_{nj}(\omega)$  et  $\bar{Q}_n(\omega)$ , qui nécessite l'intégration des formes modales  $\psi_j^{(x)}(0, y, z)$  de la structure sur la surface de celle-ci en contact avec le réservoir. Or, puisque nous obtenons les formes modales sous la forme d'un ensemble de données discrètes calculées aux noeuds du modèle par éléments finis de la structure sans eau, il est nécessaire de procéder par intégration numérique.

Une première approche consiste à prendre la somme des formes modales des noeuds multipliés par leur aire tributaire :

$$\int_0^{H_r} \int_0^{b_r} \psi_j^{(x)}(0, y, z) = \sum_{m=0}^N \psi_j^{(x)}(0, y, z)_i A_i \quad (3.24)$$

où  $A_i$  est l'aire attribuée au noeud  $i$  et  $N$  est le nombre total de noeuds situés sur la face de la structure en contact avec le réservoir.

Cette façon de procéder présente deux faiblesses. D'une part, elle exige qu'une vérification soit effectuée afin de déterminer la position du noeud  $i$  sur l'interface fluide-structure puisque, comme l'illustre la figure 3.3, un noeud situé sur une frontière de l'interface n'aura pas la même aire tributaire qu'un noeud situé hors frontière. Cette vérification peut causer un ralentissement significatif du logiciel, surtout lorsque le modèle par éléments finis de la structure compte un grand nombre de noeuds. Or, la précision de cette méthode d'intégration numérique dépend du nombre de noeuds qui sont utilisés pour discrétiser l'interface fluide-structure : un plus grand nombre de noeuds conduisant à une solution plus exacte de l'intégrale. Cette réalité peut également allourdir le processus de calcul puisqu'elle peut exiger que le maillage du modèle de la structure sans eau soit extrêmement raffiné pour que la méthode analytique converge.

Une solution à ces deux problèmes est de procéder par intégration numérique de Gauss (Bathe, 1996). La figure 3.4 illustre le positionnement des points d'intégration de Gauss en coordonnées naturelles pour un cas où chaque élément du maillage de l'interface fluide-structure compte quatre points d'intégration. Les lignes tiretées délimitent l'aire attribuée à chaque point pour l'intégration.

Le premier avantage de cette méthode est qu'elle permet d'augmenter la précision de l'in-

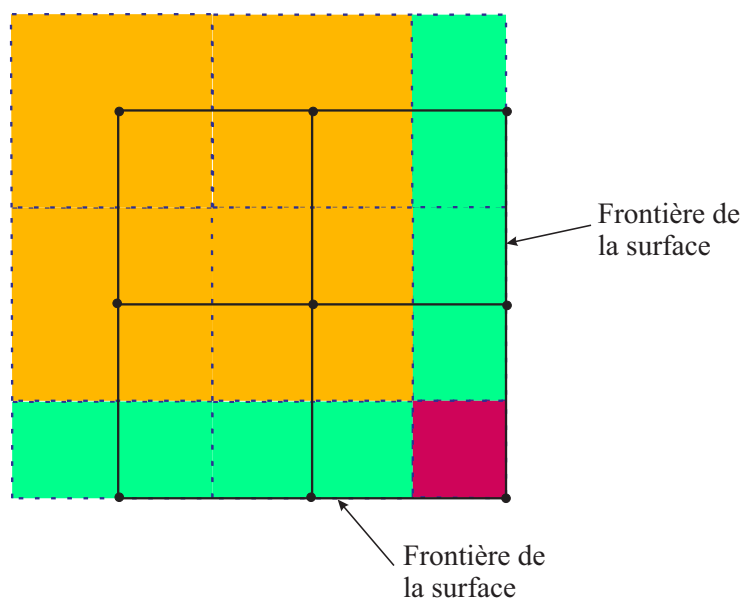


Figure 3.3 Schéma de l'intégration numérique procédant par aires tributaires des noeuds du maillage.

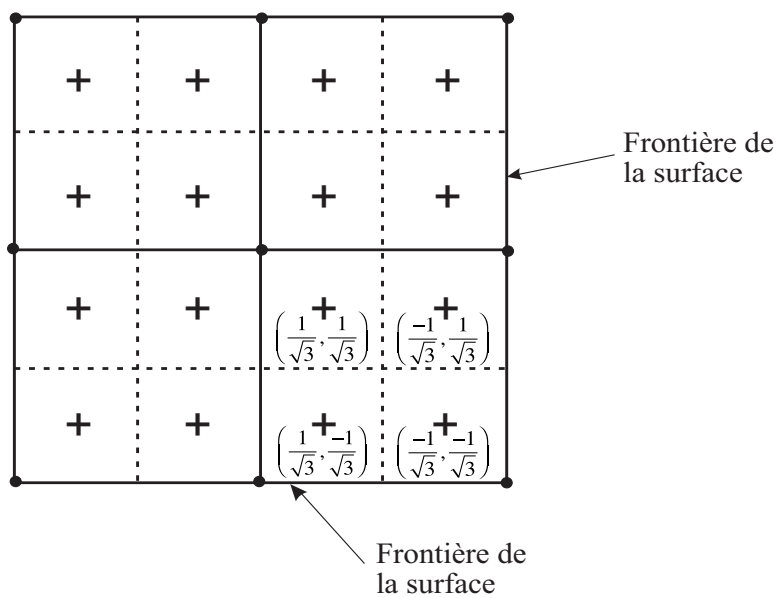


Figure 3.4 Schéma de l'intégration numérique de Gauss avec quatre points par élément.



tégration numérique dans la formulation analytique sans procéder au raffinement du maillage du modèle par éléments finis de la structure sans eau. En effet, nous pouvons voir à la figure 3.4 qu'un ensemble de 4 éléments donne 16 points d'intégration suivant la méthode de Gauss, contrairement à seulement 9 points dans le cas où les résultats aux noeuds sont utilisés.

Ensuite, puisqu'aucun point d'intégration de Gauss ne peut se trouver sur une frontière de l'interface fluide-structure, il devient possible d'éviter la vérification du positionnement de chaque point pour en déterminer son aire tribulaire. Au fait, comme nous pouvons l'observer à la figure 3.4, dans un cas où quatre points d'intégration sont employés pour chaque élément, chaque point d'intégration se voit attribuer la même aire tribulaire, soit  $\frac{1}{4}$  de la surface totale de l'élément.

Les économies que procurent la méthode d'intégration numérique de Gauss à quatre points par élément en termes du temps de calcul nécessaire pour la méthode analytique proposée font en sorte que nous avons choisi de l'incorporer dans le programme qui a produit les résultats qui sont présentés dans ce qui suit.

### 3.1.5 Validation de la méthode proposée

Nous validons d'abord la méthode analytique proposée pour le cas d'un réservoir d'eau incompressible. Pour ce faire, nous considérons un système mur-réservoir ayant les dimensions suivantes :  $b_r = 5$  m,  $H_r = 2$  m,  $L_r = 2$  m,  $H_s = 2$  m, et  $L_s = 0.5$  m. Un coefficient d'amortissement hystérétique  $\eta_s = 0.1$  est employé pour l'analyse. Pour les fins de la validation, nous construisons un modèle couplé par éléments finis dans le logiciel ADINA. Le mur est modélisé avec des éléments 3D solides à 8 noeuds et le réservoir, avec des éléments 3D fluides à 8 noeuds.

La figure 3.5 présente une comparaison entre les pressions hydrodynamiques calculées par la méthode analytique proposée et le modèle couplé par éléments finis en un point sur l'interface fluide-structure de coordonnées  $x = 0$  m,  $y = 2.5$  m et  $z = 0.7$  m. Notons que les fréquences sont normalisées par la fréquence fondamentale de la structure sans eau.

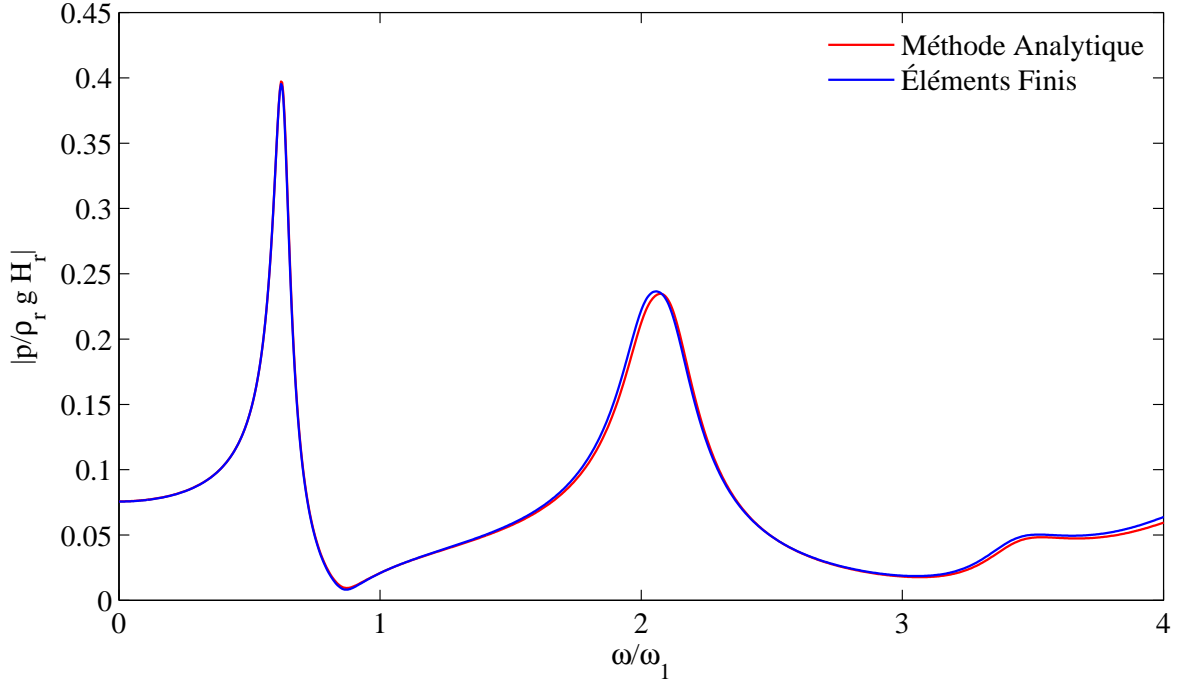


Figure 3.5 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique : — Méthode des éléments finis ; — Méthode analytique proposée.

Nous constatons en observant la figure 3.5 que la méthode analytique proposée est validée par la méthode des éléments finis pour le cas d'un réservoir d'eau incompressible.

## 3.2 Étude paramétrique des effets 3D de l'interaction fluide-structure

### 3.2.1 Systèmes à l'étude

Dans cette section, nous employons la méthode analytique décrite ci-dessus afin de caractériser les effets 3D hydrodynamiques pour des systèmes mur-réservoir comme celui qui est illustré à la figure 3.2.

Nous considérons un système mur-réservoir, désigné dans ce qui suit comme le système de référence, présentant un rapport élevé  $\frac{b_r}{H_r} = 10$ , et les dimensions suivantes :  $b_r = 300$  m,  $H_r = 30$  m,  $H_s = 30$  m et  $L_s = 3$  m. Les analyses sont effectuées pour un réservoir de longueur infinie. Un coefficient d'amortissement hystérétique  $\eta_s = 0.1$  est employé pour les analyses et le mur est supposé fixe à la base et aux extrémités latérales.

Nous procédons à une étude paramétrique de l'effet de la réduction de la largeur du système mur-réservoir sur sa réponse dynamique. Nous étudions également la sensibilité de la réponse vis-à-vis des conditions frontières appliquées aux extrémités latérales du mur.

Pour ces fins, en plus du système de référence, nous créons des sous-systèmes de largeurs réduites  $b_r$  correspondant à  $8H_r$ ,  $6H_r$ ,  $4H_r$ ,  $2H_r$  et  $1H_r$ . Afin d'étudier l'effet des conditions frontières appliquées aux extrémités latérales du mur, les analyses dynamiques des systèmes de largeur réduite sont effectuées pour deux cas : (i) un cas où les extrémités latérales du mur sont fixées et (ii) un cas où les extrémités latérales du mur sont laissées libres. Soulignons que les extrémités latérales du mur du système de référence sont maintenues fixes pour l'étude en entier. La pression hydrodynamique est évaluée à la mi-largeur des murs, c.-à-d. à  $0.5b_r$ , en un point situé sur l'interface mur-réservoir à l'élévation  $z = 2.0$  m. L'accélération horizontale est mesurée à la mi-largeur du mur, en un point situé sur l'interface mur-réservoir et au sommet du mur, c.-à-d. à  $z = 30$  m.

### 3.2.2 Effet de la largeur considérée sur la convergence de $L_r$

Le premier volet de l'étude concerne la longueur de troncation  $L_r$  à employer dans un modèle par éléments finis afin de modéliser un réservoir de longueur infinie. Plus particulièrement, nous employons la méthode analytique proposée pour évaluer l'effet de la largeur considérée du système mur-réservoir sur la longueur  $L_r$  à partir de laquelle un allongement du réservoir n'a plus d'effet sur la réponse de la structure. Nous procédons donc à une étude de convergence sur  $L_r$  pour le système de référence ainsi que pour les sous-systèmes avec  $b_r = 2H_r$  et  $b_r = 6H_r$ . Nous considérons pour chaque système des réservoirs avec  $L_r = 20$  m,  $L_r = 40$  m,  $L_r = 60$  m et  $L_r = 80$  m.

La figure 3.6 présente les courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour les systèmes et les longueurs de réservoir  $L_r$  indiqués ci-dessus. La figure 3.7 présente les mêmes courbes, mais pour l'accélération horizontale.

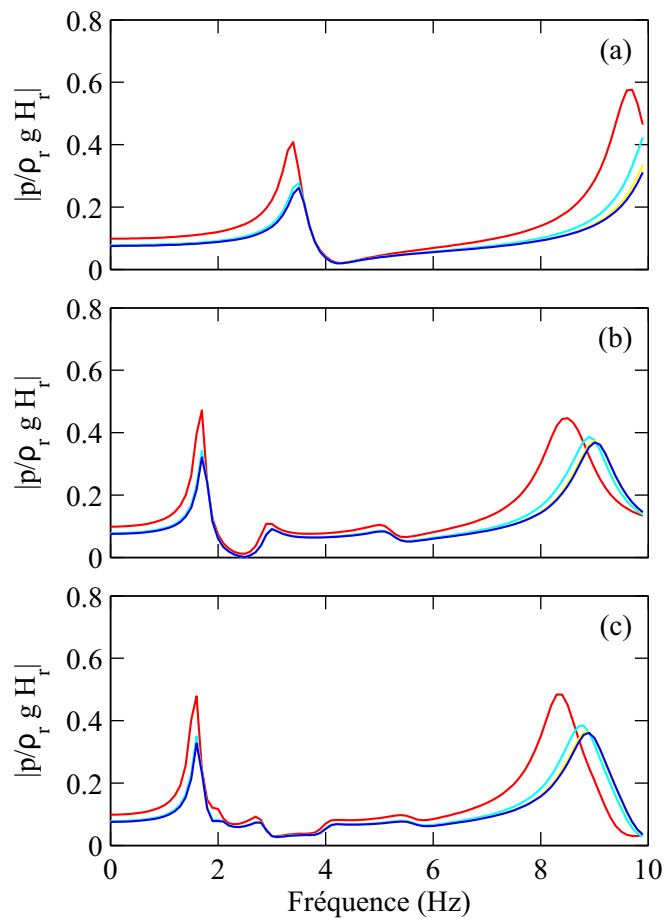


Figure 3.6 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique : (a)  $b_r = 2H_r$  ; (b)  $b_r = 6H_r$  ; (c)  $b_r = 10H_r$ . —  $L_r = 20$  m ; —  $L_r = 40$  m ; —  $L_r = 60$  m ; —  $L_r = 80$  m.

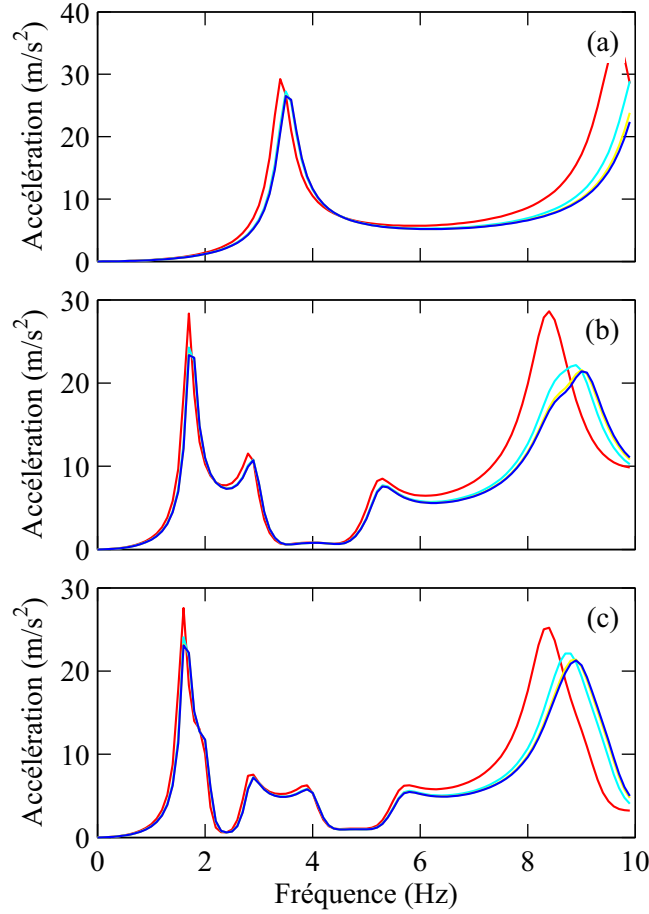


Figure 3.7 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale : (a)  $b_r = 2H_r$  ; (b)  $b_r = 6H_r$  ; (c)  $b_r = 10H_r$ . —  $L_r = 20$  m ; —  $L_r = 40$  m ; —  $L_r = 60$  m ; —  $L_r = 80$  m.

Ces deux figures démontrent que les trois systèmes de largeurs variables étudiés convergent tous à la même longueur de réservoir, soit  $L_r = 60$  m. Nous pouvons donc conclure que dans ce cas, la largeur du système étudié n'a pas d'effet sur la longueur de réservoir à considérer pour la modélisation d'une condition infinie à la face amont.

### 3.2.3 Caractérisation de l'effet de la largeur considérée

#### Murs aux extrémités latérales fixes

La figure 3.8 présente les courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique du système de référence et des sous-systèmes de largeur  $b_r = 8H_r$ ,  $b_r = 6H_r$ ,  $b_r = 4H_r$ ,  $b_r = 2H_r$  et  $b_r = 1H_r$ . Les résultats sont présentés pour le cas où les extrémités latérales des murs sont fixées. Nous constatons qu'une réduction de la largeur du système tout en maintenant fixées

les extrémités latérales des murs a un effet sur les fréquences prédominantes ainsi que sur les amplitudes de la pression hydrodynamique. Plus particulièrement, la surestimation de la première fréquence prédominante de vibration du système mur-réservoir s'accroît à mesure que l'on réduit la largeur  $b_r$  du système.

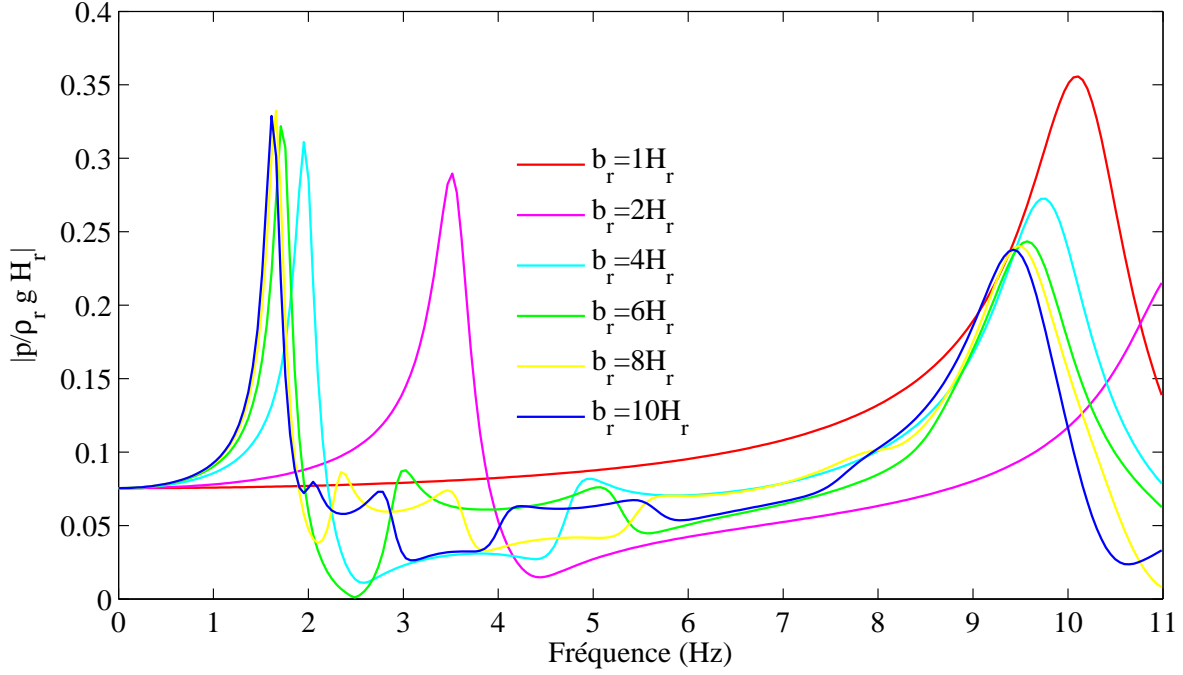


Figure 3.8 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour les systèmes de largeur variable avec les extrémités latérales des murs fixées : —  $b_r = 1H_r$  ; —  $b_r = 2H_r$  ; —  $b_r = 4H_r$  ; —  $b_r = 6H_r$  ; —  $b_r = 8H_r$  ; —  $b_r = 10H_r$ .

Les résultats présentés au tableau 3.1 démontrent que la première fréquence prédominante du système de largeur réduite  $b_r = 1H_r$  est supérieure d'environ 600% par rapport à celle du système de référence.

Tableau 3.1 Fréquences fondamentales pour diverses largeurs du système mur-réservoir et pour des murs dont les extrémités latérales sont fixes et libres.

Largeur du système	Fréquence fondamentale (Hz)	
	Mur à extrémités latérales fixes	Mur à extrémités latérales libres
$1H_r$	10.26	1.56
$2H_r$	3.56	1.56
$3H_r$	2.34	1.56
$4H_r$	2.00	1.56
$5H_r$	1.81	1.56
$6H_r$	1.76	1.56
$7H_r$	1.71	1.56
$8H_r$	1.66	1.56
$9H_r$	1.66	1.56
$10H_r$	1.66	1.66

Les mêmes observations s'appliquent à la figure 3.9 qui illustre les courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale du système de référence et des sous-systèmes de largeur réduite.

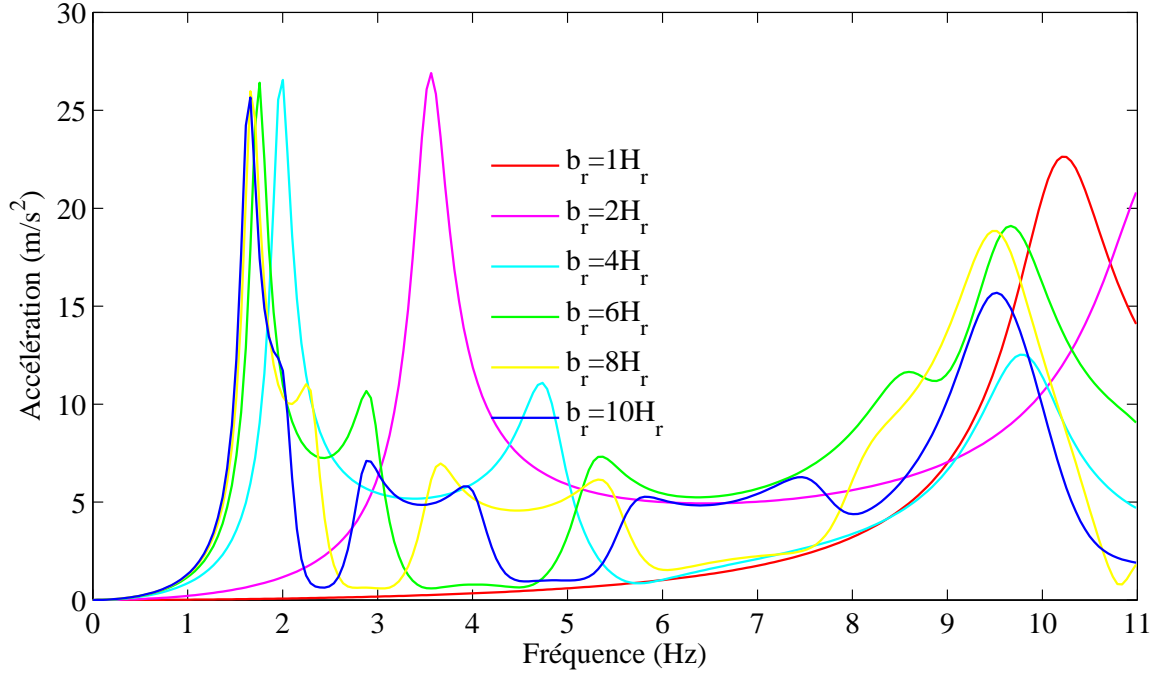


Figure 3.9 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale pour les systèmes de largeur variable avec les extrémités latérales des murs fixées : —  $b_r = 1H_r$  ; —  $b_r = 2H_r$  ; —  $b_r = 4H_r$  ; —  $b_r = 6H_r$  ; —  $b_r = 8H_r$  ; —  $b_r = 10H_r$ .

Il est également important d'étudier l'effet de la réduction de la largeur du système mur-réservoir sur la distribution verticale de la pression hydrodynamique. Les distributions de pression correspondant aux premières fréquences de résonance de chacun des systèmes à largeur réduite sont présentées à la figure 3.10. Ces distributions, qui sont calculées le long des lignes médianes des murs, démontrent que les distributions de pression hydrodynamique sont, de manière générale, assez insensibles à la réduction de la largeur du système, bien que la plus petite largeur étudiée de  $b_r = 1H_r$  correspond à la plus distincte des profils et à la pression hydrodynamique maximale.



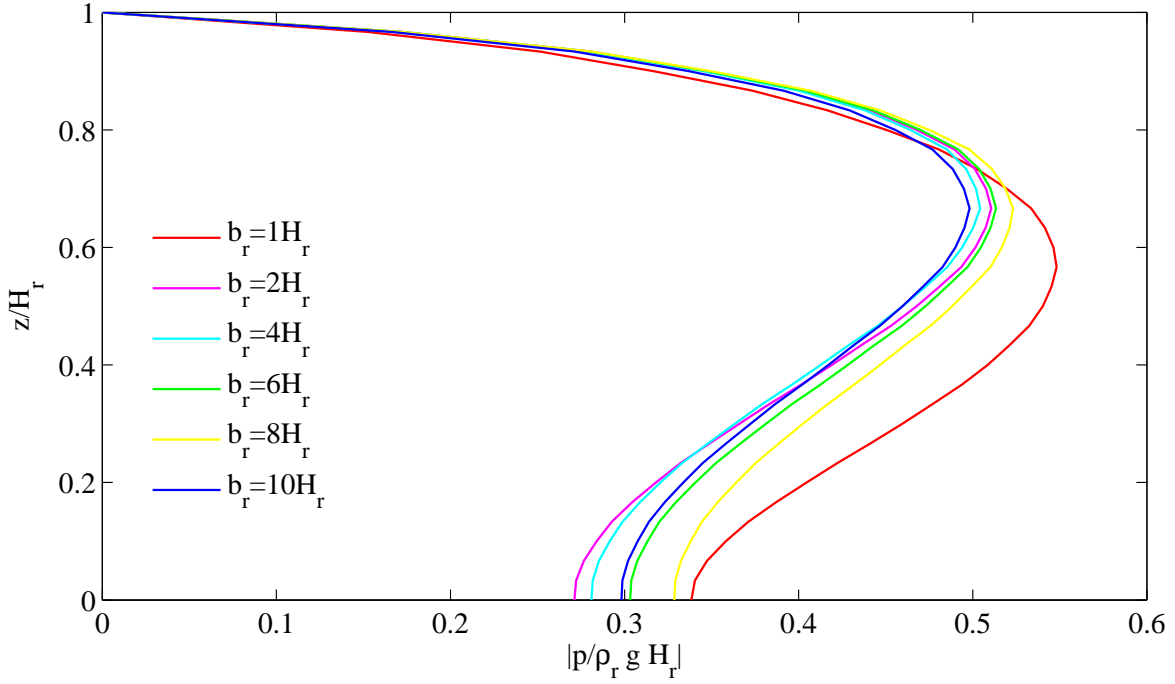


Figure 3.10 Distributions de pression hydrodynamique pour les systèmes de largeur variable avec les extrémités latérales des murs fixées : —  $b_r = 1H_r$ ; —  $b_r = 2H_r$ ; —  $b_r = 4H_r$ ; —  $b_r = 6H_r$ ; —  $b_r = 8H_r$ ; —  $b_r = 10H_r$ .

### Murs aux extrémités latérales libres

Nous étudions ensuite l'effet des conditions frontières appliquées aux extrémités latérales du mur. Les figures 3.11 et 3.12 présentent les courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique et de l'accélération horizontale, respectivement, calculées aux mêmes points que précédemment mais pour des murs de largeur réduite dont les extrémités latérales sont libres.

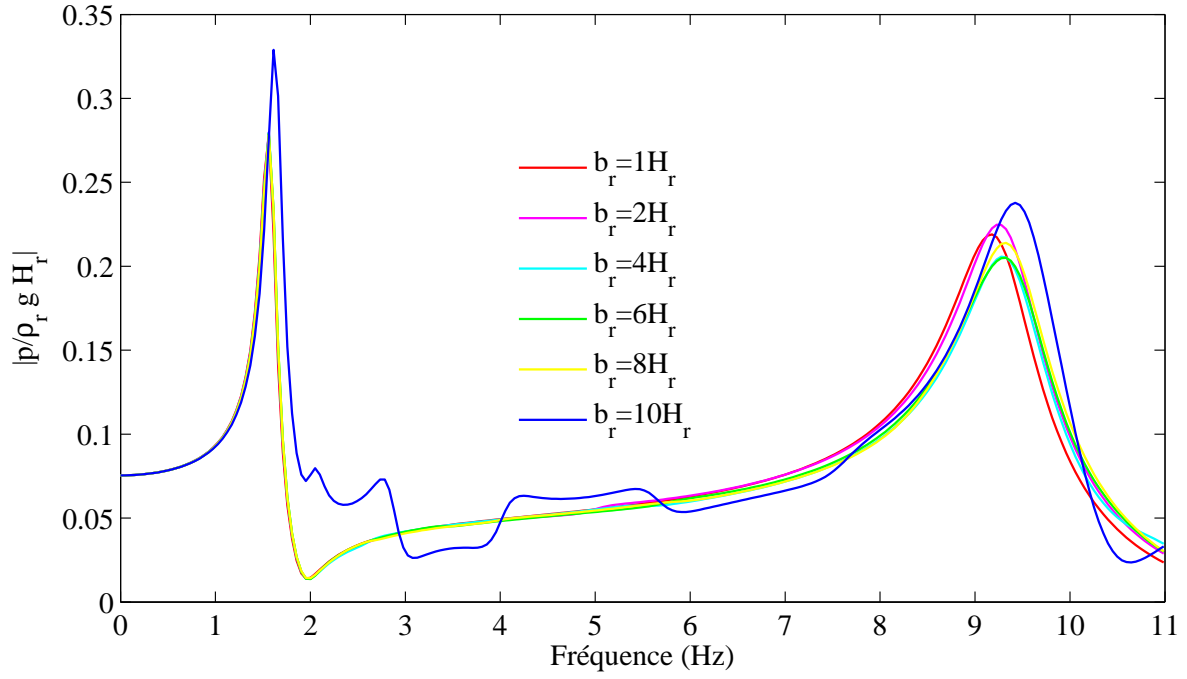


Figure 3.11 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour les systèmes de largeur variable avec les extrémités latérales des murs libres : —  $b_r = 1H_r$  ; —  $b_r = 2H_r$  ; —  $b_r = 4H_r$  ; —  $b_r = 6H_r$  ; —  $b_r = 8H_r$  ; —  $b_r = 10H_r$ .

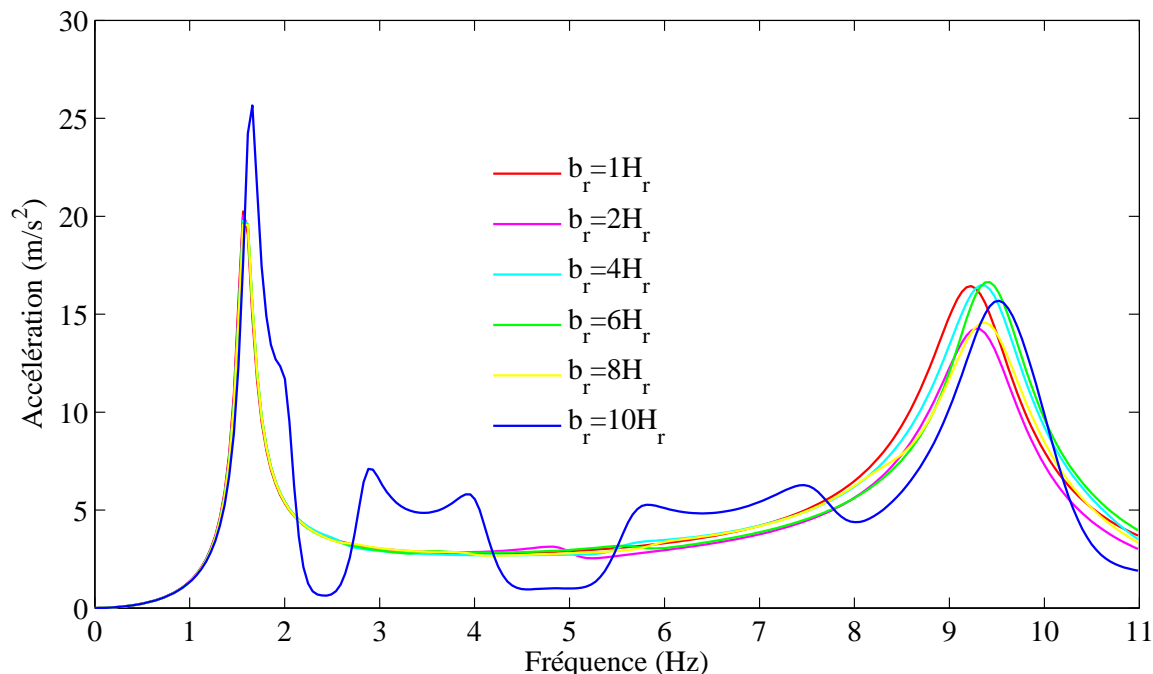


Figure 3.12 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale pour les systèmes de largeur variable avec les extrémités latérales des murs libres : —  $b_r = 1H_r$  ; —  $b_r = 2H_r$  ; —  $b_r = 4H_r$  ; —  $b_r = 6H_r$  ; —  $b_r = 8H_r$  ; —  $b_r = 10H_r$ .

Les figures 3.11 et 3.12 démontrent que l'effet de la réduction de la largeur latérale du système mur-réservoir est beaucoup moins prononcé lorsque les extrémités latérales du mur sont laissées libres. Bien qu'une réduction de la largeur  $b_r$  ait un effet sur l'amplitude du premier pic prédominant de la réponse par rapport au système de référence, sa fréquence ne varie pas, comme le démontre le tableau 3.1. Cela s'explique par le fait que la réduction de la largeur du mur en porte-à-faux sans eau n'a pas d'effet significatif sur la forme de son mode fondamental. Les figures 3.11 et 3.12 indiquent également qu'il n'existe presque pas de variation entre les amplitudes des réponses des systèmes de largeur réduite.

La figure 3.13 présente les distributions verticales de la pression hydrodynamique correspondant aux premiers pics de la réponse des systèmes à largeur réduite avec les murs libérés aux extrémités latérales. Ces distributions sont calculées le long de la ligne médiane des murs, comme pour la figure 3.10. Nous observons que les profils correspondant aux systèmes de largeur réduite sont presque identiques et que leur amplitude est inférieure à celle du profil correspondant au système de référence, dont nous rappelons que les faces latérales sont toujours maintenues fixes dans le cadre de cette étude.

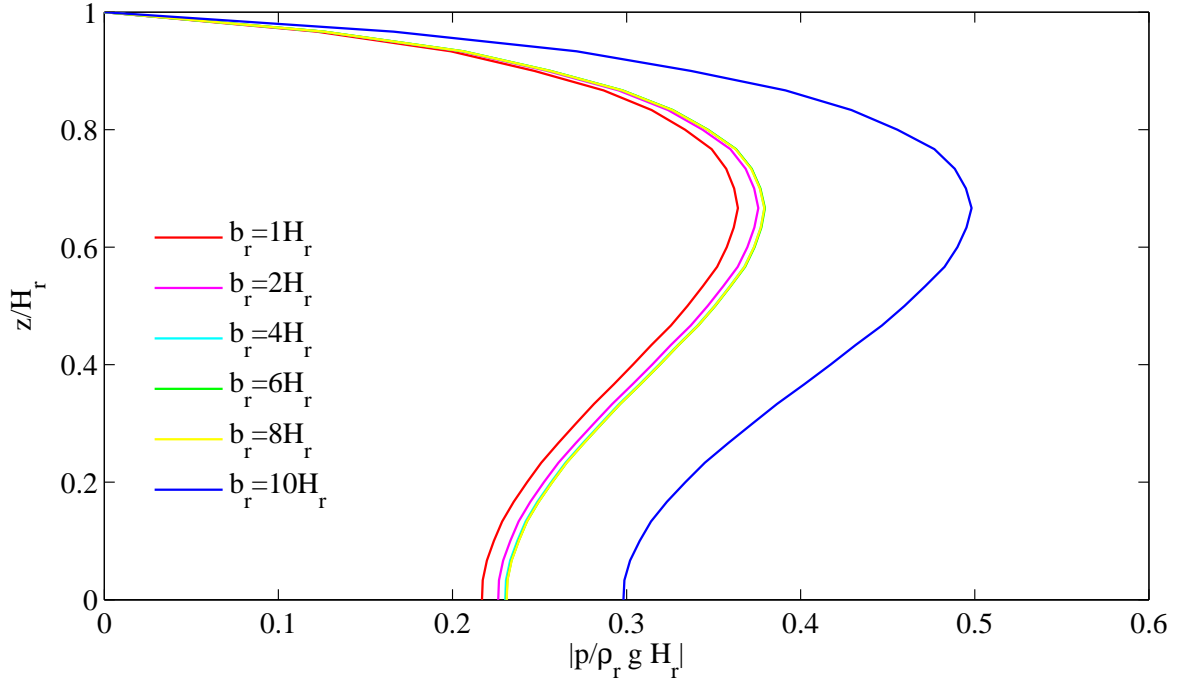


Figure 3.13 Distributions de pression hydrodynamique pour les systèmes de largeur variable avec les extrémités latérales des murs libres : —  $b_r = 1H_r$ ; —  $b_r = 2H_r$ ; —  $b_r = 4H_r$ ; —  $b_r = 6H_r$ ; —  $b_r = 8H_r$ ; —  $b_r = 10H_r$ .

## CHAPITRE 4

### Réponse dynamique et sismique des évacuateurs de crue

#### 4.1 Introduction

Cette section porte sur la caractérisation de l'interaction fluide-structure en 3D pour le cas particulier des évacuateurs de crue. Nous nous intéressons à l'effet de la flexibilité des vannes, de la largeur considérée du système structure-réservoir et de la compressibilité de l'eau sur la réponse dynamique et sismique de ces ouvrages.

#### 4.2 Systèmes à l'étude

Nous étudions des évacuateurs de crue typiques comme celui illustré à la figure 4.1. Pour des fins pratiques, un évacuateur ayant la géométrie simplifiée présentée à la figure 4.2 sera étudié dans le cadre de ce travail.

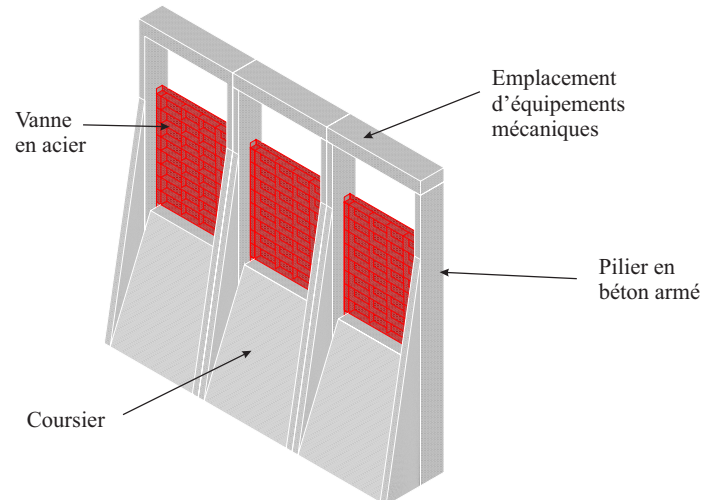


Figure 4.1 Évacuateur de crue typique.

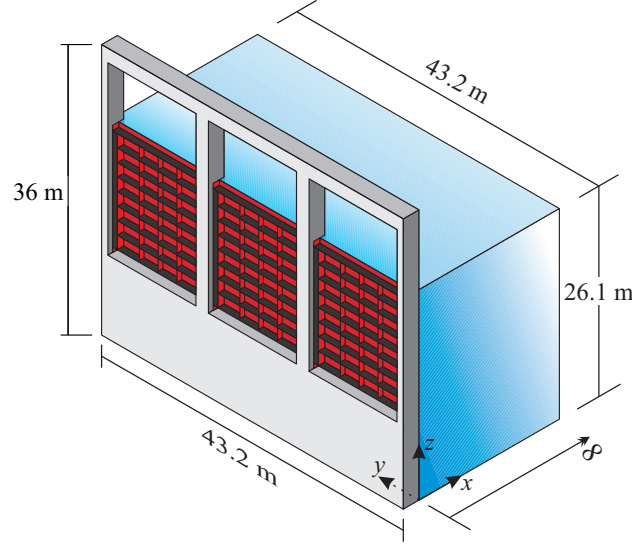


Figure 4.2 Évacuateur de crue simplifié avec réservoir de longueur infinie.

La géométrie du réservoir est supposée rectangulaire avec une hauteur  $H_r = 26.1$  m, une largeur  $b_r = 43.2$  m et une longueur infinie dans la direction amont. Les faces des trois vannes en contact avec l'eau sont verticales. Chaque vanne est de hauteur  $H_g = 15.75$  m, de largeur  $b_g = 12.60$  m et est formée d'une plaque renforcée par deux caissons à ses extrémités latérales ainsi que par trois raidisseurs verticaux et neuf raidisseurs horizontaux. La hauteur des éléments de renforcement, mesurée perpendiculairement à la plaque, est de 675 mm pour les trois raidisseurs verticaux et 900 mm pour les deux caissons latéraux et les neuf raidisseurs horizontaux. La plaque, les caissons latéraux et les raidisseurs verticaux et horizontaux ont tous une épaisseur uniforme de 10 mm. Les vannes sont intégrées à la superstructure de l'évacuateur qui consiste en trois cadres identiques en béton armé. Dans ce qui suit, la dénomination *cadre triple* sera utilisée pour décrire la superstructure constituée des trois cadres sans vannes. Les dimensions de la vanne sont illustrées à la figure 4.4 et celles du cadre triple, à la figure 4.3. Les vannes sont fixées à la structure de béton armé à leur base et sur leurs faces latérales. Aussi, l'évacuateur présente un espacement horizontal uniforme de 675 mm entre les plaques des vannes et les faces amont des cadres en béton armé en contact avec l'eau.

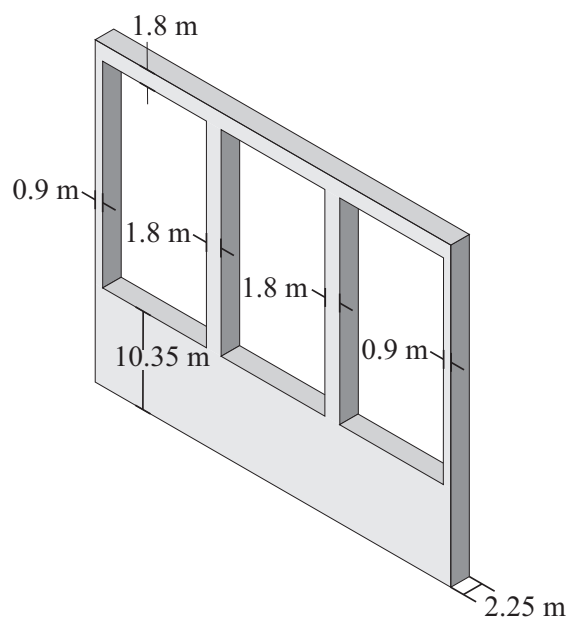


Figure 4.3 Dimensions du cadre triple en béton armé.

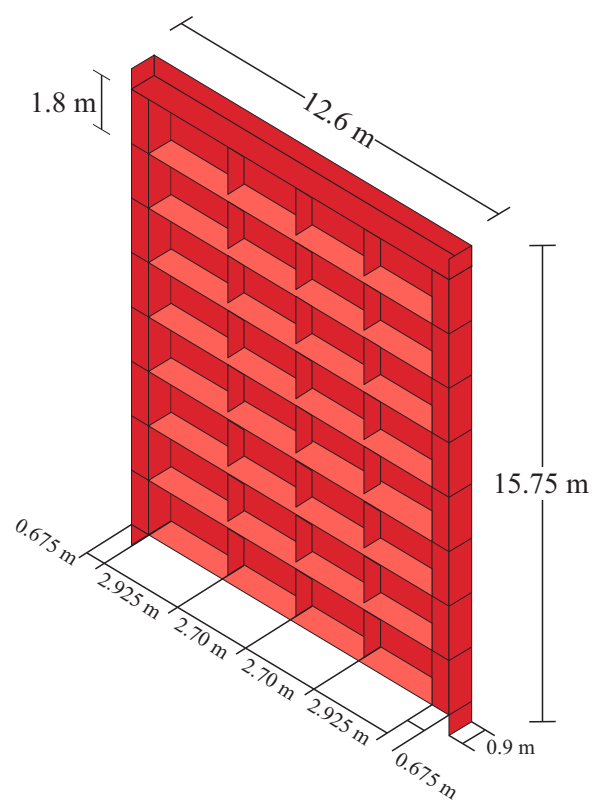


Figure 4.4 Dimensions d'une vanne en acier.

L'un des objectifs du présent travail est d'étudier l'effet de la largeur modélisée du réservoir sur la réponse dynamique du système évacuateur-réservoir. Pour ces fins, nous étudions un modèle à largeur réduite du système décrit ci-dessus. Ce modèle est constitué d'une seule vanne attachée à un cadre simple adjacent en béton armé. La largeur du réservoir est réduite en conséquence afin de correspondre à celle du nouvel évacuateur ainsi formé. Les dimensions de cet évacuateur, désigné ci-après comme le système A, sont présentées à la figure 4.5. Le modèle de largeur réelle de l'évacuateur à trois vannes décrit ci-dessus est désigné comme le système B. La figure 4.6 présente le sommaire et la nomenclature des systèmes à l'étude. Afin d'alléger la présentation des résultats, nous désignons comme « sèche » une structure vibrant sans la présence d'un réservoir et comme « mouillée » une structure vibrant en contact avec un réservoir.

Dans le but d'étudier l'effet de la flexibilité des vannes sur la réponse dynamique et sismique des évacuateurs de crue, nous analysons également dans ce chapitre deux autres versions des systèmes A et B dans lesquelles les vannes sont rigidifiées par l'augmentation du module d'élasticité du matériau les constituant, de manière à ce que  $E_{\text{vanne}} = 1000E_s$ .

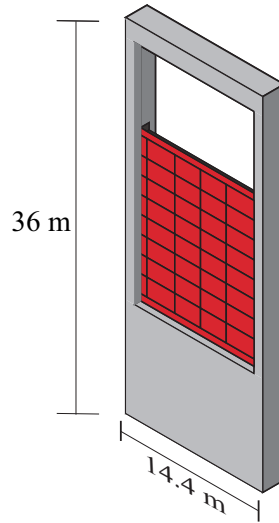


Figure 4.5 Dimensions du système B.



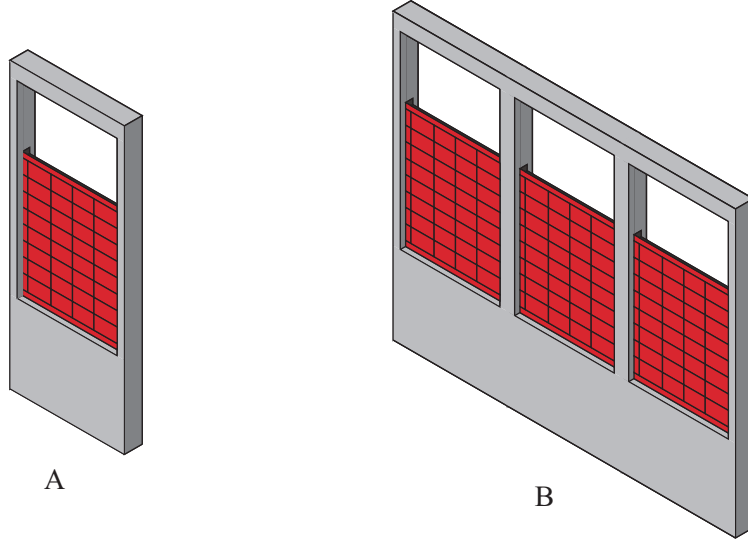


Figure 4.6 Sommaire des modèles à l'étude.

Nous adoptons les hypothèses suivantes dans le présent travail : (i) la structure et l'eau affichent un comportement linéaire élastique ; (ii) la fondation est rigide ; (iii) l'eau du réservoir est compressible et non visqueuse, et son mouvement est irrotationnel et limité à de faibles amplitudes ; (iv) les ondes de gravité en surface libre sont négligées ; (v) le fluide est au repos avant que survienne l'accélération au sol et (vi) la friction entre le fluide et le fond du réservoir est négligée.

### 4.3 Modèles par éléments finis

Le logiciel d'éléments finis ADINA (2012) est utilisé pour modéliser les évacuateurs de crue décrits ci-dessus. Les vannes en acier sont modélisées par des éléments de coque à 4 noeuds et la structure en béton armé par des éléments 3D solide à 8 noeuds. Les trois degrés de liberté des éléments 3D solides sont bloqués sur la surface inférieure de la structure en béton armé ainsi que sur les faces extérieures des deux piliers latéraux, tel qu'illustré à la figure 4.7. Les vannes sont constituées d'acier avec un module d'élasticité  $E_s = 210$  GPa, une masse volumique  $\rho_s = 7850$  kg/m<sup>3</sup> et un coefficient de Poisson  $\nu_s = 0.33$ . Le béton armé constituant la structure de l'évacuateur a un module d'élasticité  $E_c = 40$  GPa, une masse volumique  $\rho_c = 2400$  kg/m<sup>3</sup> et un coefficient de Poisson  $\nu_c = 0.2$ .

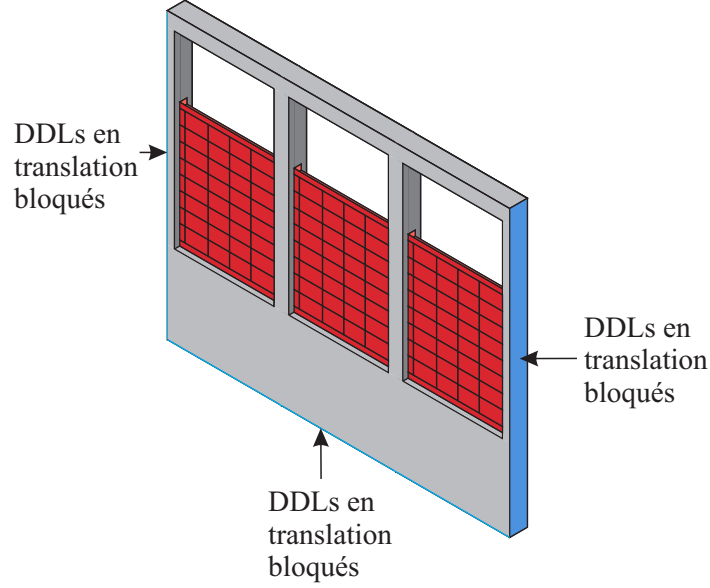


Figure 4.7 Conditions frontières du modèle de l'évacuateur de crue.

Le réservoir est modélisé à l'aide de deux méthodes distinctes : (i) avec des éléments finis fluides à 8 noeuds basées sur le potentiel de vitesse (Everstine, 1981; Olson et Bathe, 1985; Bouannani et Lu, 2009) et (ii) avec les masses ajoutées de Westergaard (1933).

Le réservoir des modèles couplés par éléments finis est tronqué à une distance  $L_r$  suffisamment éloignée de l'interface fluide-structure de manière à éliminer les effets de la réflexion d'ondes issues de la réponse dynamique lorsqu'une condition frontière rigide est placée à l'extrémité amont du réservoir. Le maillage du domaine fluide est divisé en trois sections de densités variables. La première section, qui est en contact avec la structure, est formée d'éléments cubiques mesurant 225 mm en hauteur et en largeur.

La longueur des éléments augmente progressivement pour passer de 225 mm à l'interface fluide-structure à 450 mm à  $L_r = 10$  m. La deuxième section du réservoir s'étend de  $L_r = 10$  m jusqu'à  $L_r = 20$  m. Les éléments de cette deuxième section mesurent 450 mm en hauteur et en largeur et leur longueur passe de 450 mm à  $L_r = 10$  m à 900 mm à  $L_r = 20$  m. La dernière section s'étend de  $L_r = 20$  m jusqu'à la face amont du réservoir. Les éléments de cette section mesurent 900 mm en hauteur et en largeur et leur longueur passe de 900 mm à  $L_r = 20$  m à 1800 mm à l'extrémité amont du réservoir.

Les transitions entre les différentes sections du réservoir sont réalisées grâce à une couche

d'éléments pyramidaux à 5 noeuds et tétraédraux à 4 noeuds. Une combinaison de neuf éléments de transition permet de passer de quatre éléments d'une section raffinée à un seul élément de la section amont adjacente moins raffinée. Une transition typique et les éléments qui permettent de la réaliser sont illustrés à la figure 4.8. Des conditions frontières rigides sont appliquées au fond du réservoir ainsi que sur ses faces latérales et à l'amont. Une condition frontière négligeant les ondes de gravité est appliquée à la surface libre du réservoir, tandis qu'une condition d'interaction fluide-structure est appliquée à l'interface entre le réservoir et la structure.

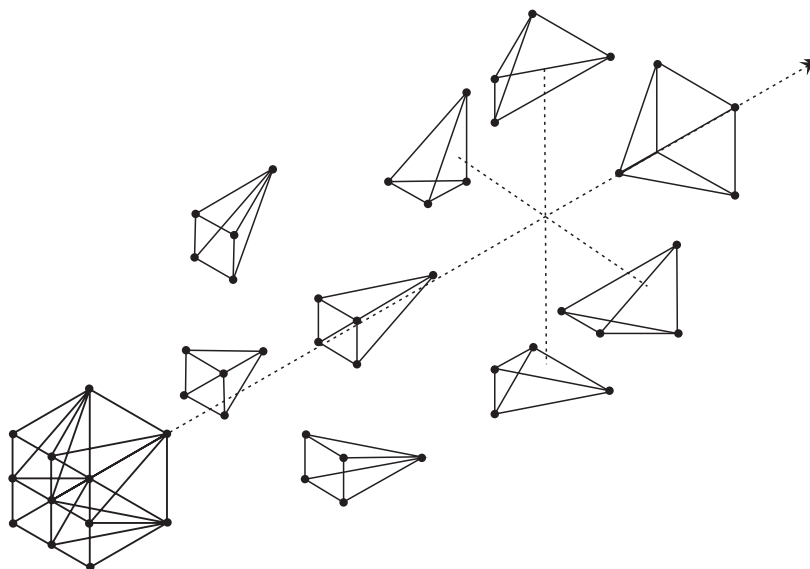


Figure 4.8 Éléments de transition typiques permettant de passer d'une section raffinée du réservoir à une section amont adjacente moins raffinée.

## 4.4 Résultats et discussions

### 4.4.1 Fréquences de vibration

Nous étudions d'abord les fréquences de vibration et les réponses en fréquences des systèmes A et B et de leurs composantes sans la présence d'un réservoir. La figure 4.9 présente les points où seront déterminées les réponses dans les domaines des fréquences et du temps pour l'ensemble des analyses effectuées dans ce chapitre.

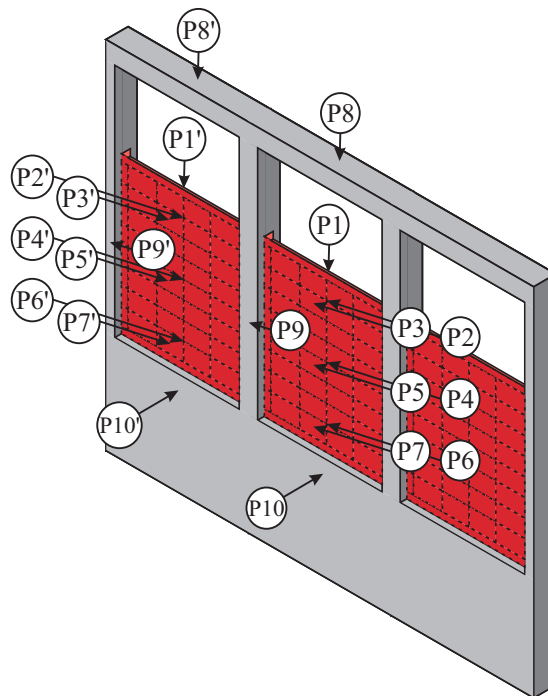


Figure 4.9 Points de mesure de la pression hydrodynamique et de l'accélération horizontale.

Les tableaux 4.1 et 4.2 présentent les fréquences de vibration  $f_i$  et les masses modales effectives  $M_i$  correspondantes associées aux dix premiers modes de vibration secs de la vanne seule ainsi que du cadre simple, du système A avec vanne flexible et rigidifiée.

Tableau 4.1 Fréquences et masses modales effectives de la vanne seule sans eau.

Mode i	$f_i$ (Hz)	$M_i$ (%)
1	9.8	0.000%
2	9.9	1.242%
3	10.4	0.000%
4	10.5	0.000%
5	10.5	0.000%
6	10.7	0.000%
7	10.8	10.763%
8	11.0	0.014%
9	11.1	0.000%
10	11.2	0.000%
$\Sigma M_i$ (%)		12.019%

Tableau 4.2 Fréquences et masses modales effectives du système A et du cadre de l'évacuateur.

Mode	Cadre de l'évacuateur		Système A Vanne rigidifiée		Système A Vanne flexible	
	$f_i$ (Hz)	$M_i$ (%)	$f_i$ (Hz)	$M_i$ (%)	$f_i$ (Hz)	$M_i$ (%)
1	36.2	0.000%	36.2	0.000%	9.8	0.000%
2	41.1	8.310%	41.1	8.093%	9.9	0.000%
3	47.1	32.156%	50.0	32.796%	10.4	0.000%
4	86.9	0.001%	86.9	0.001%	10.5	0.000%
5	90.3	0.000%	90.3	0.000%	10.5	0.000%
6	95.3	8.300%	97.8	6.718%	10.7	0.000%
7	99.3	0.000%	99.3	0.000%	10.8	0.000%
8	104.5	0.000%	106.6	0.000%	11.0	0.000%
9	127.5	0.000%	144.0	0.000%	11.1	0.000%
10	143.9	0.000%	149.4	0.000%	11.2	0.000%
$\Sigma M_i$ (%)		48.766%		47.608%		0.000%

Nous observons des tableaux 4.1 et 4.2 que les dix premiers modes du système A sont très semblables à ceux de la vanne seule. Cependant, les faibles facteurs de participation modale qui sont associés à ces modes indiquent qu'ils sont des modes de vibration locaux, ou parasites, qui surviennent uniquement au niveau de certains raidisseurs de la vanne. La figure 4.10 illustre les formes des modes 1 et 61 de la vanne seule.

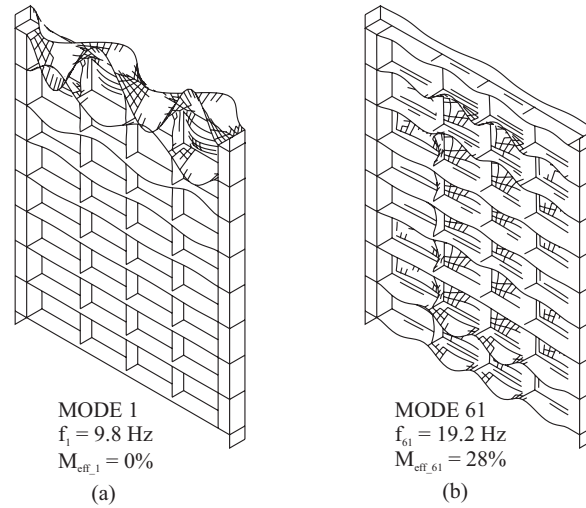


Figure 4.10 Formes modales de la vanne seule.

Cette figure confirme que le mode 1 est effectivement un mode parasite qui n'engage

qu'une faible proportion de la masse de la vanne. Le mode 61 de la vanne seule correspond au pic de résonance que nous observons à la figure 4.11, qui présente les courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale déterminée au point P4 pour la vanne seule et pour le système A. Soulignons que ces courbes sont présentées pour la plage des fréquences variant entre 0 et 100 Hz dans le but de bien illustrer les premiers pics de résonance dans les réponses.

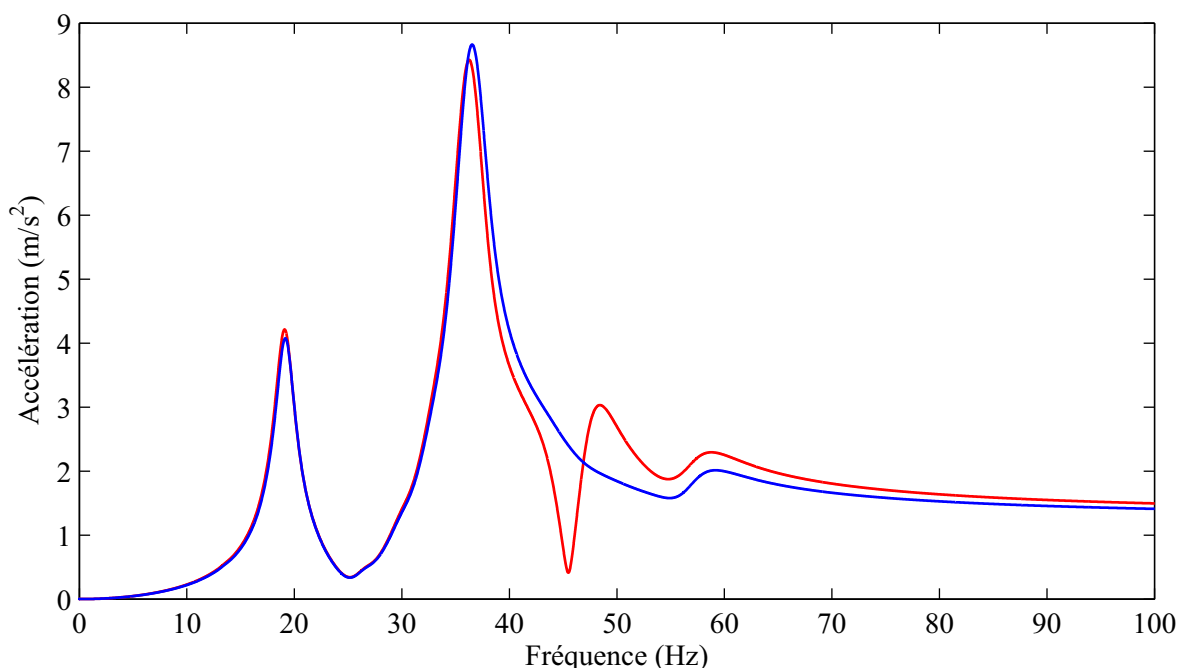


Figure 4.11 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale déterminée au point P4. — Vanne seule ; — Système A.

Cette figure démontre que la première fréquence résonante survient autour de 20 Hz (mode 61) pour la vanne seule et le système A, ce qui confirme que la contribution des dix premiers modes de vibration à la réponse globale de ces deux structures est négligeable. La figure 4.11 démontre également que, pour le cas à l'étude, l'ajout d'un cadre en béton armé à la vanne en acier n'a pas d'impact significatif sur sa réponse dynamique dans le domaine des fréquences.

Le comportement du cadre simple en béton armé diffère de celui de la vanne seule et du système A en ce que certains des modes de vibration parmi ses dix premiers engagent une portion significative de sa masse. C'est le cas des modes 2 et 3. La courbe de réponse en fréquences de l'accélération horizontale déterminée au point P8 présentée à la figure 4.12

démontre qu'un pic de résonance du cadre simple survient autour de 40 Hz, ce qui correspond à la fréquence de son deuxième mode de vibration.

La figure 4.12 présente également les courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale calculée au point P8 du système A avec vanne rigidifiée. Cette figure montre que pour le cas à l'étude, la présence d'une vanne, qu'elle soit flexible ou rigidifiée, n'affecte pas la réponse dynamique de l'évacuateur telle que déterminée au point P8. La figure 4.13 présente quelques formes modales du cadre simple, du système A avec vanne rigidifiée et du système A.

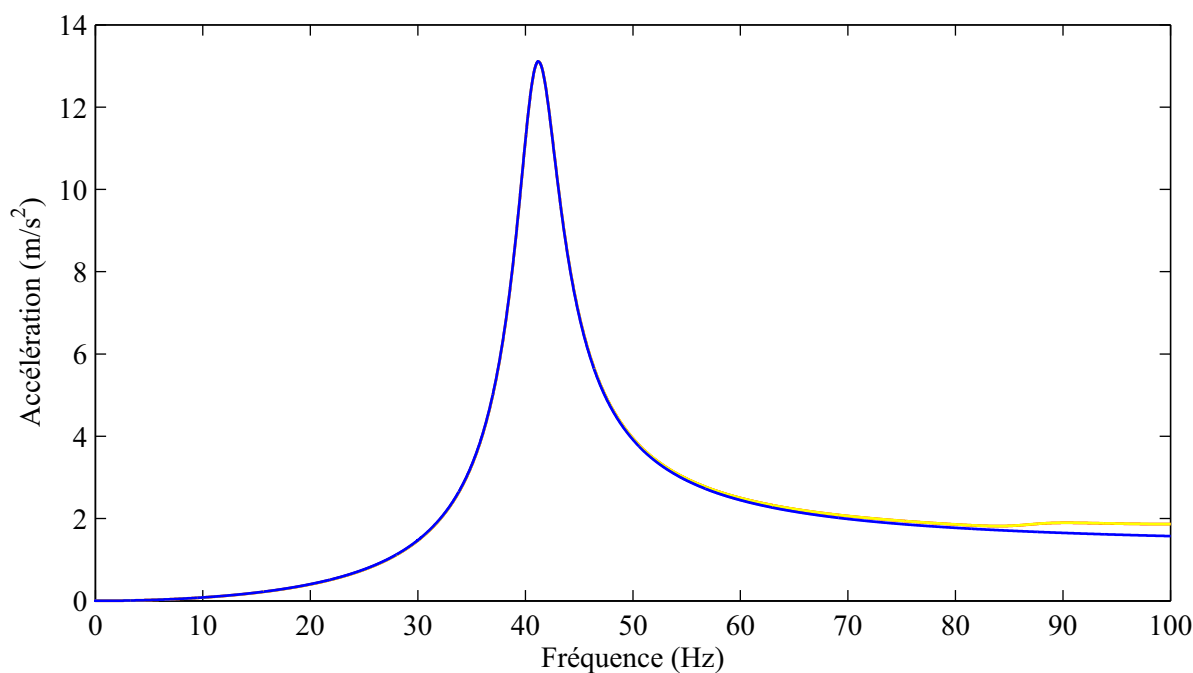


Figure 4.12 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale déterminée au point P8. — Cadre simple; — Système A avec vanne rigidifiée; — Système A avec vanne flexible.

Le mode 61 du système A, qui est clairement un mode de vibration de la vanne, correspond au premier pic de résonance de sa réponse présentée à la figure 4.11. On observe que les deux premiers modes du cadre simple et du système A avec vanne rigidifiée sont identiques et correspondent à la vibration du pont ou poutre horizontale de l'évacuateur. Rappelons que c'est ce deuxième mode qui correspond au pic de résonance des courbes de réponse en fréquences présentées à la figure 4.12. Il faut souligner que ce mode où seule la poutre horizontale entre en vibration est également présent dans le système A, mais au mode 87 par

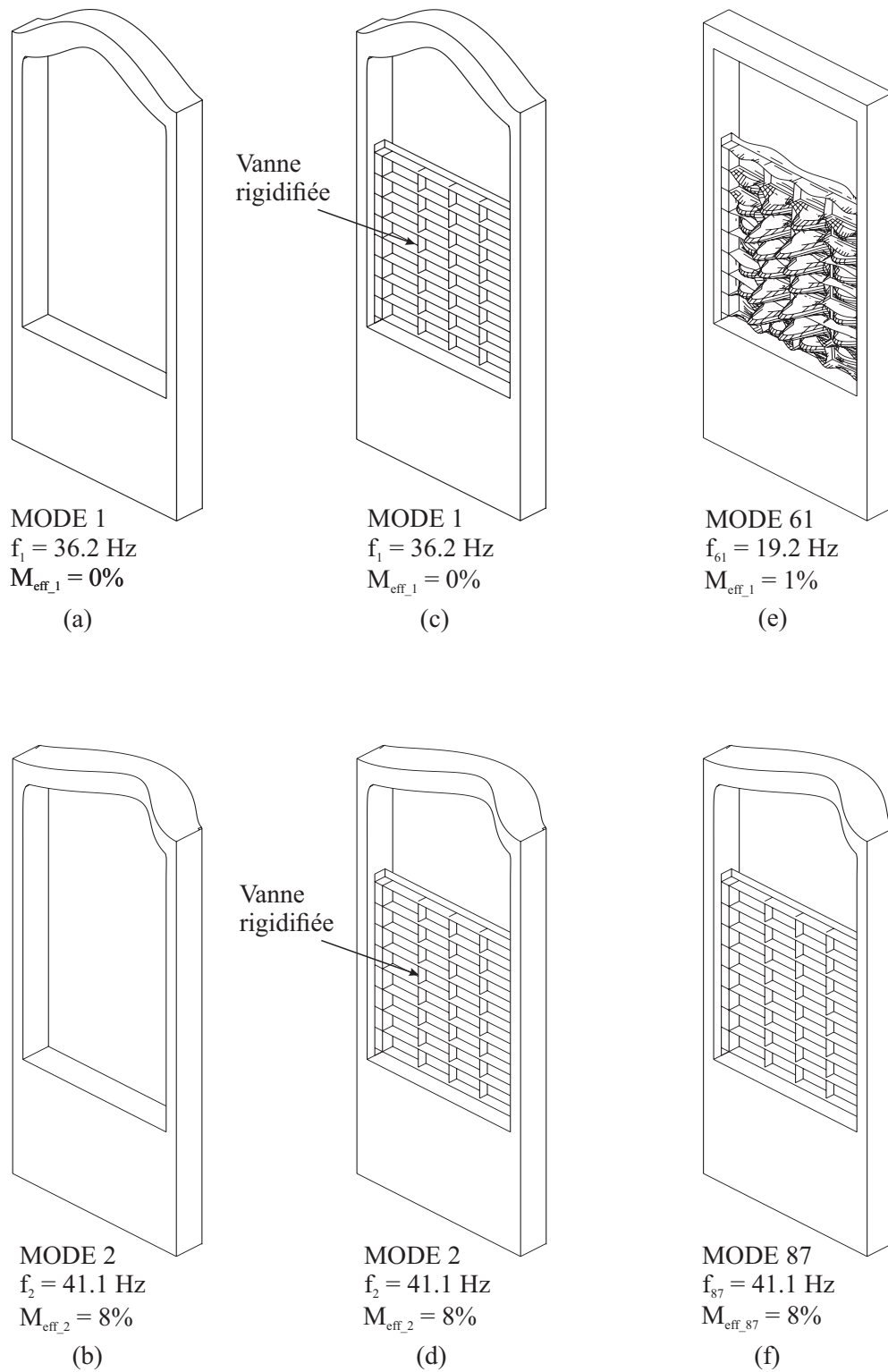


Figure 4.13 Formes de quelques modes importants : (a) et (b) Cadre simple ; (c) et (d) Système A avec vanne rigidifiée ; (e) et (f) Système A avec vanne flexible.



opposition au mode 2.

Le tableau 4.3 présente les mêmes données que le tableau 4.2, mais pour le cadre triple et le système B avec vannes flexibles et rigidifiées. Nous observons que le mode fondamental du système B engage une portion importante de sa masse, ce qui indique que ce mode devrait avoir un effet non négligeable sur la réponse globale de l'évacuateur. Rappelons que tel n'est pas le cas en ce qui concerne le modèle de largeur réduite (système A).

Tableau 4.3 Fréquences et masses modales effectives du système B et du cadre triple.

Mode	Cadre de l'évacuateur		Système B Vannes rigidifiées		Système B Vannes flexibles	
	$f_i$ (Hz)	$M_i$ (%)	$f_i$ (Hz)	$M_i$ (%)	$f_i$ (Hz)	$M_i$ (%)
1	4.4	20.836%	6.4	17.318%	4.4	21.710%
2	8.3	0.000%	13.9	0.000%	8.3	0.000%
3	9.3	8.100%	15.3	23.493%	9.0	8.059%
4	10.0	0.000%	22.2	12.079%	9.8	0.000%
5	10.6	0.000%	24.8	0.000%	9.8	0.000%
6	13.9	0.000%	24.9	0.076%	9.8	0.000%
7	17.5	19.357%	26.8	2.269%	9.9	0.000%
8	21.4	0.000%	30.2	0.000%	9.9	0.000%
9	22.7	0.000%	31.2	0.000%	9.9	0.000%
10	25.0	0.000%	32.7	0.061%	10.4	0.000%
$\Sigma M_i$ (%)		48.293%		55.296%		29.769%

L'hypothèse est confirmée par les figures 4.14 et 4.15 qui présentent les courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale du cadre triple, du système B avec vannes rigidifiées et flexibles déterminées aux points P8 et P4, respectivement. Soulignons que ces courbes sont présentées pour la plage des fréquences variant entre 0 et 25 Hz dans le but de bien illustrer les premiers pics de résonance dans les réponses. Les modes fondamentaux du système B et du cadre triple, qui surviennent autour de 4 Hz, sont à l'origine d'un pic de résonance qui apparaît dans leurs réponses totales. Cette différence de comportement par rapport au système A s'explique par la flexibilité additionnelle du système B qui est causée par l'augmentation de la distance entre les appuis latéraux. Il s'agit d'une caractéristique importante de la structure de largeur réelle qui a une véritable influence sur sa réponse totale et qui n'est pas prise en compte par le modèle de largeur réduite. Soulignons également que la première fréquence résonante du système B, mesurée au point P8, augmente à la suite de la rigidification des vannes, ce qui n'est pas le cas pour le système A.

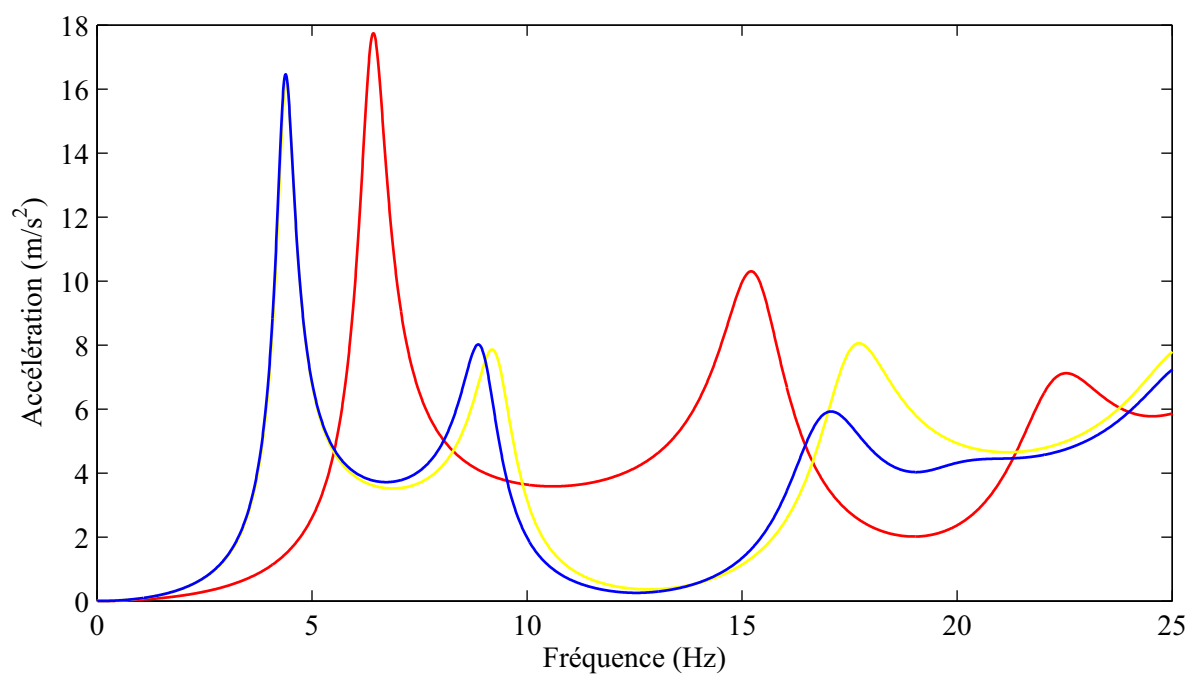


Figure 4.14 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale calculée au point P8. — Cadre triple; — Système B avec vannes rigidifiées; — Système B avec vannes flexibles.

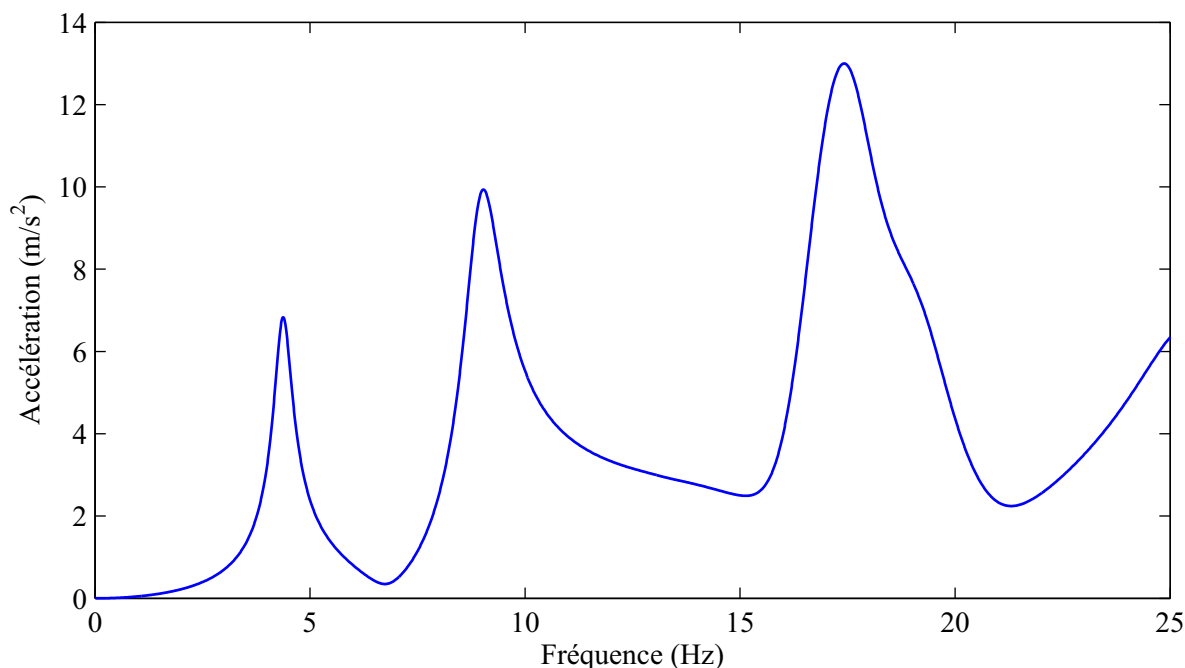
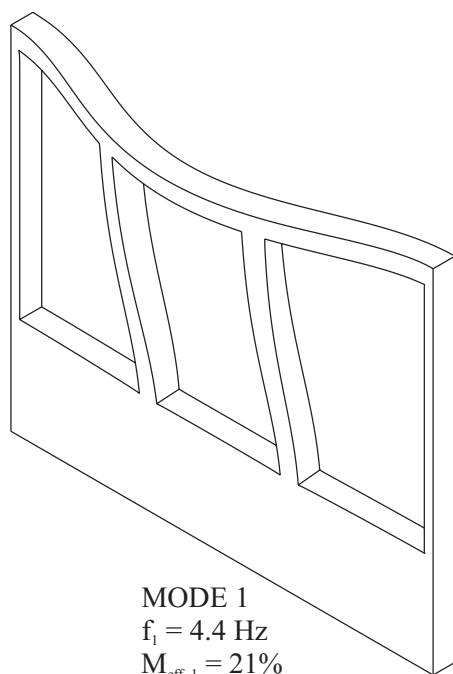
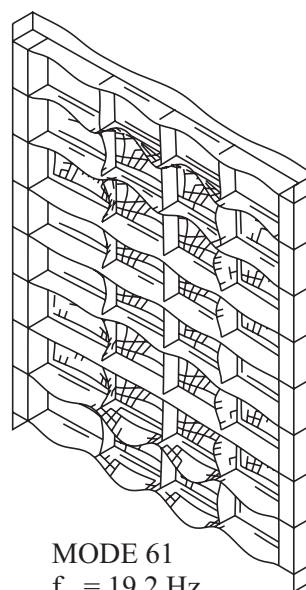


Figure 4.15 Courbe de réponse en fréquences de l'accélération horizontale déterminée au point P4 du Système B avec vanne flexible.

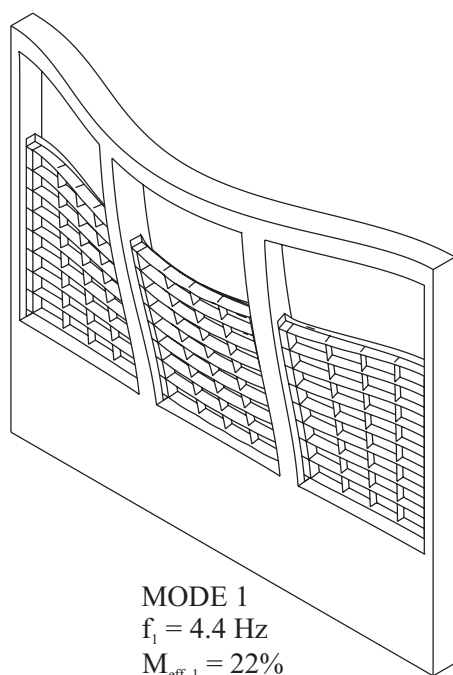
La figure 4.16 présente les formes modales associées aux premières fréquences prédominantes des courbes de réponse en fréquences du système B et de ses composantes sans eau. Ces images démontrent que le mode fondamental du système B, qui a un grand impact sur sa réponse totale, engage à la fois la flexibilité du cadre triple et des trois vannes en acier. Aussi, bien que les formes modales fondamentales du Système B et du Système B avec vannes rigidifiées soient semblables, on observe que le mouvement de la poutre horizontale dans le système avec vannes rigidifiées est beaucoup plus restreint. Voilà qui explique l'augmentation de la première fréquence résonante observée pour ce mode au tableau 4.3 et à la figure 4.14.



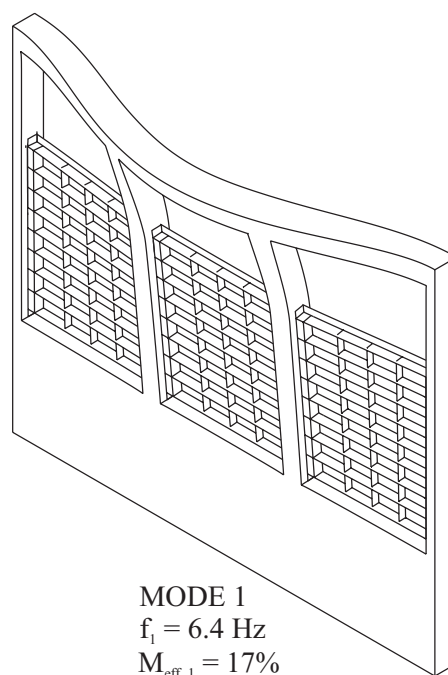
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 4.16 Formes des modes importants du système B : (a) Cadre triple ; (b) Vanne seule ; (c) Système B avec vannes flexibles ; (d) Système B avec vannes rigidifiées.

Ces premiers résultats démontrent que la largeur totale de l'évacuateur de crue et, plus particulièrement, la distance entre ses appuis latéraux a un impact important sur la manière dont les caractéristiques des vannes affecteront la réponse globale de la structure en entier. Nous observons que la rigidification des vannes a un impact sur les formes modales des systèmes A et B. Nous pouvons donc conclure que la largeur totale de la structure ainsi que la présence de vannes flexibles ont un impact non négligeable sur la vibration des évacuateurs de crue sans la présence d'un réservoir.

#### 4.4.2 Charge hydrodynamique

##### Convergence des modèles couplés par éléments finis sur $L_r$

Dans cette section, nous étudions les charges hydrodynamiques qui s'appliquent sur l'évacuateur de crue lorsqu'il vibre en contact avec l'eau du réservoir. Pour ces fins, nous examinons des courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique et de l'accélération horizontale mesurées en divers points à l'interface fluide-structure des systèmes A et B. Les résultats sont présentés pour la plage des fréquences variant entre 0 et 10 Hz, qui porte le plus grand intérêt pour les applications du génie civil. Un coefficient d'amortissement visqueux de 5% est également appliqué dans les analyses.

La première étape de l'analyse consiste à établir la longueur  $L_r$  à partir de laquelle le maillage du réservoir dans les modèles par éléments finis couplés peut être tronqué afin que la réflexion des ondes de pression due à la condition rigide qui est appliquée à la face amont du domaine fluide n'ait pas d'impact sur la pression hydrodynamique mesurée à l'interface fluide-structure. Cette longueur de troncation peut varier en fonction de la largeur du réservoir et nous devons donc procéder à l'étude de convergence pour les systèmes A et B.

Nous analysons donc les systèmes A et B avec des réservoirs de longueurs variables, soit :  $L_r = 40m$ ,  $L_r = 100m$  et  $L_r = 140m$ . Les figures 4.17 et 4.18 présentent les courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique et de l'accélération horizontale pour le système A avec les longueurs de réservoir énumérées ci-dessus.

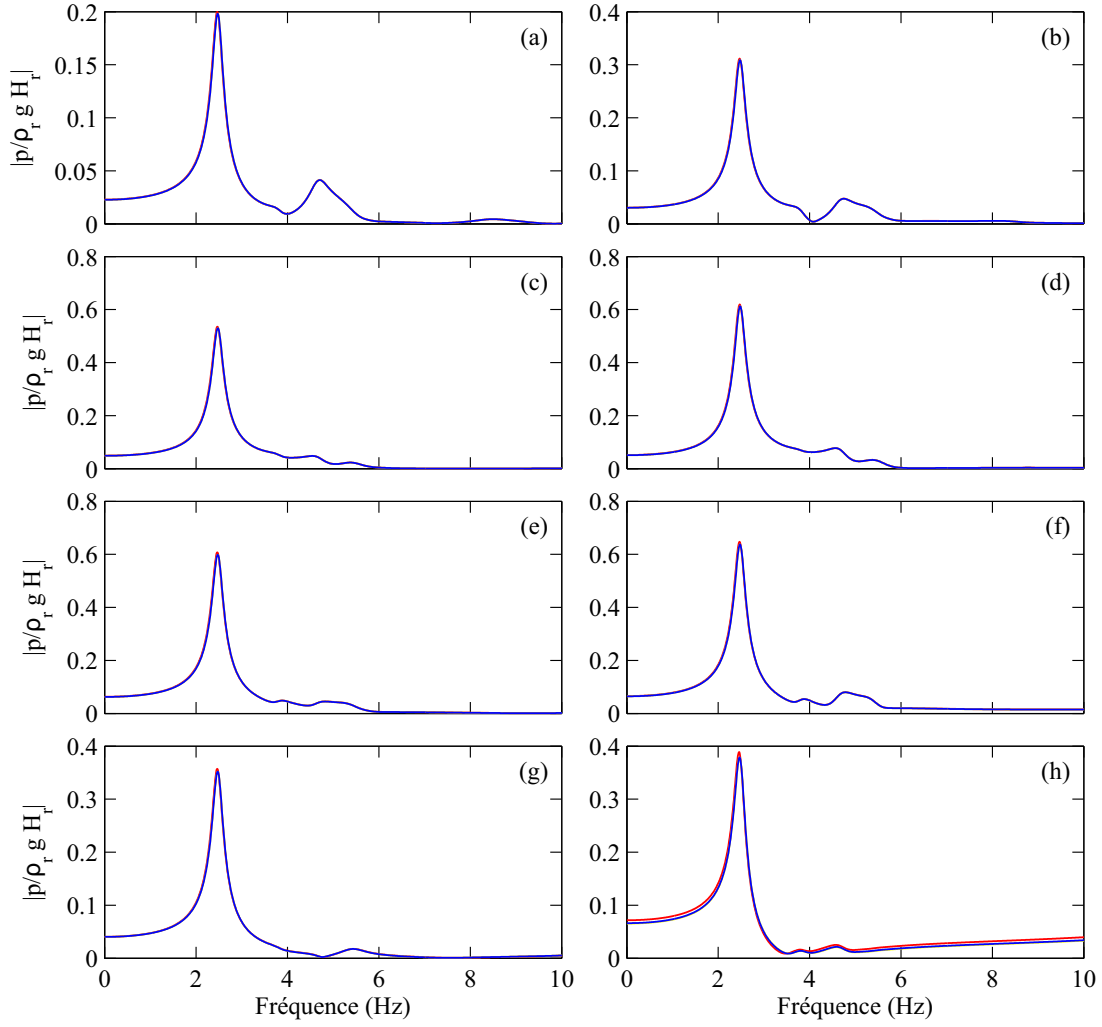


Figure 4.17 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour le système A : (a) À P2; (b) À P3; (c) À P4; (d) À P5; (e) À P6; (f) À P7; (g) À P9; (h) À P10.  
—  $L_r = 40$  m ; —  $L_r = 100$  m ; —  $L_r = 140$  m.

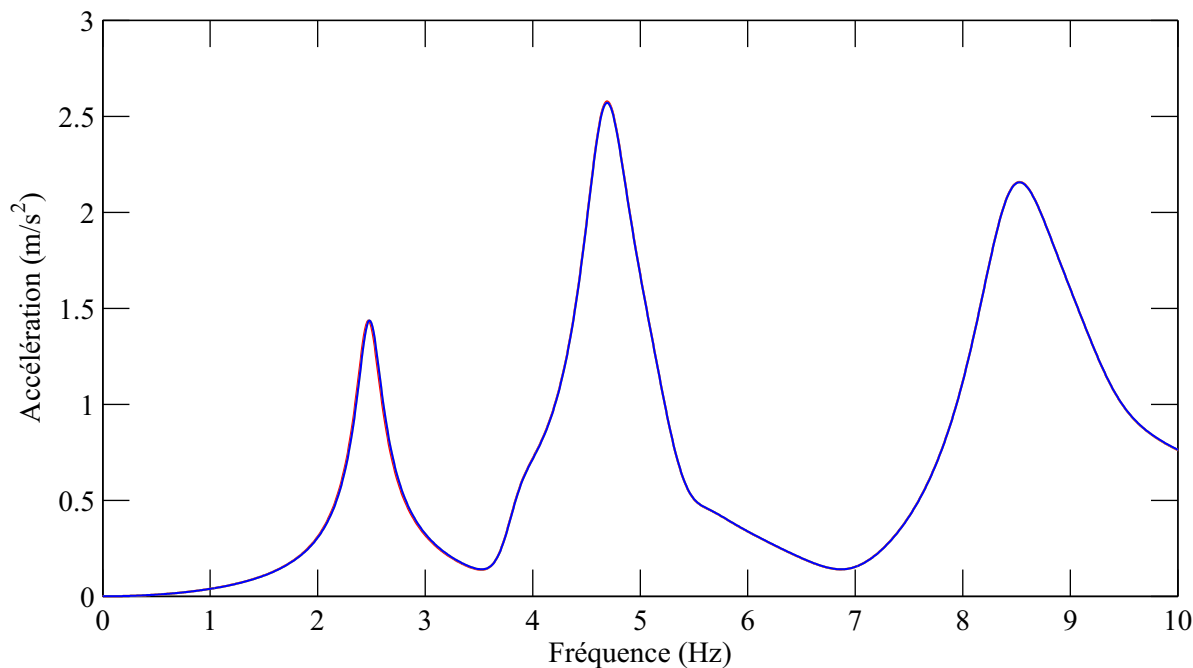


Figure 4.18 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale pour le système A à P1. —  $L_r = 40$  m ; —  $L_r = 100$  m ; —  $L_r = 140$  m.

Nous pouvons conclure en observant ces deux figures qu'un allongement du réservoir au-delà de  $L_r = 40$  m n'a pas d'effet significatif sur les pressions hydrodynamiques et les accélérations horizontales mesurées sur la structure et donc, cette dimension est suffisante pour modéliser un réservoir de longueur infinie.

La figure 4.19 présente la distribution 3D de la pression hydrodynamique ainsi qu'une coupe en plan à l'élévation  $z = 12$  m de cette même distribution pour le premier mode de vibration du système A. Pour les fins de l'illustration, ces images sont prises pour un réservoir de longueur  $L_r = 100$  m.

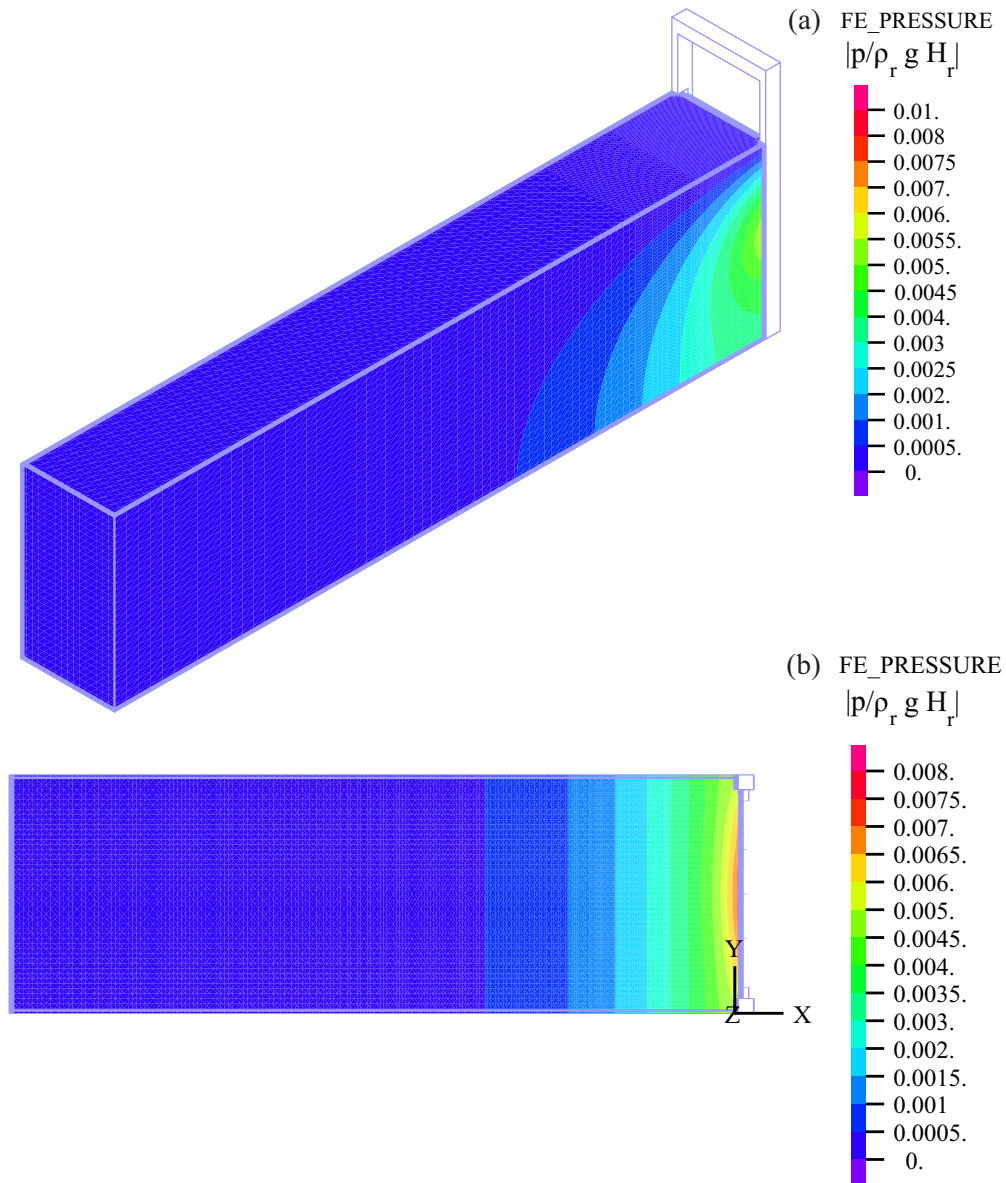


Figure 4.19 Distribution de la pression hydrodynamique pour le système A avec réservoir de longueur  $L_r = 100$  m : (a) En 3D ; (b) Vue en plan à l'élévation  $z = 12$  m.

Cette figure illustre bien la dissipation vers l'amont de l'onde de pression générée par la vibration de la structure. La coupe en plan à l'élévation  $z = 12$  m illustre également la variation de la pression hydrodynamique sur la largeur de l'interface fluide-structure et démontre également une dissipation 3D latérale de la pression. En effet, on observe que l'intensité de la pression hydrodynamique est plus importante à la mi-largeur de l'interface fluide-structure et se dissipe à mesure qu'elle approche les extrémités latérales du réservoir.



Nous effectuons ensuite l'analyse de convergence pour le système B. Encore une fois, les longueurs de réservoir considérées sont  $L_r=40$  m,  $L_r=100$  m et  $L_r=140$  m.

Les figures 4.20 et 4.21 présentent les courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique et de l'accélération horizontale pour le système B avec les longueurs de réservoir énumérées ci-dessus.

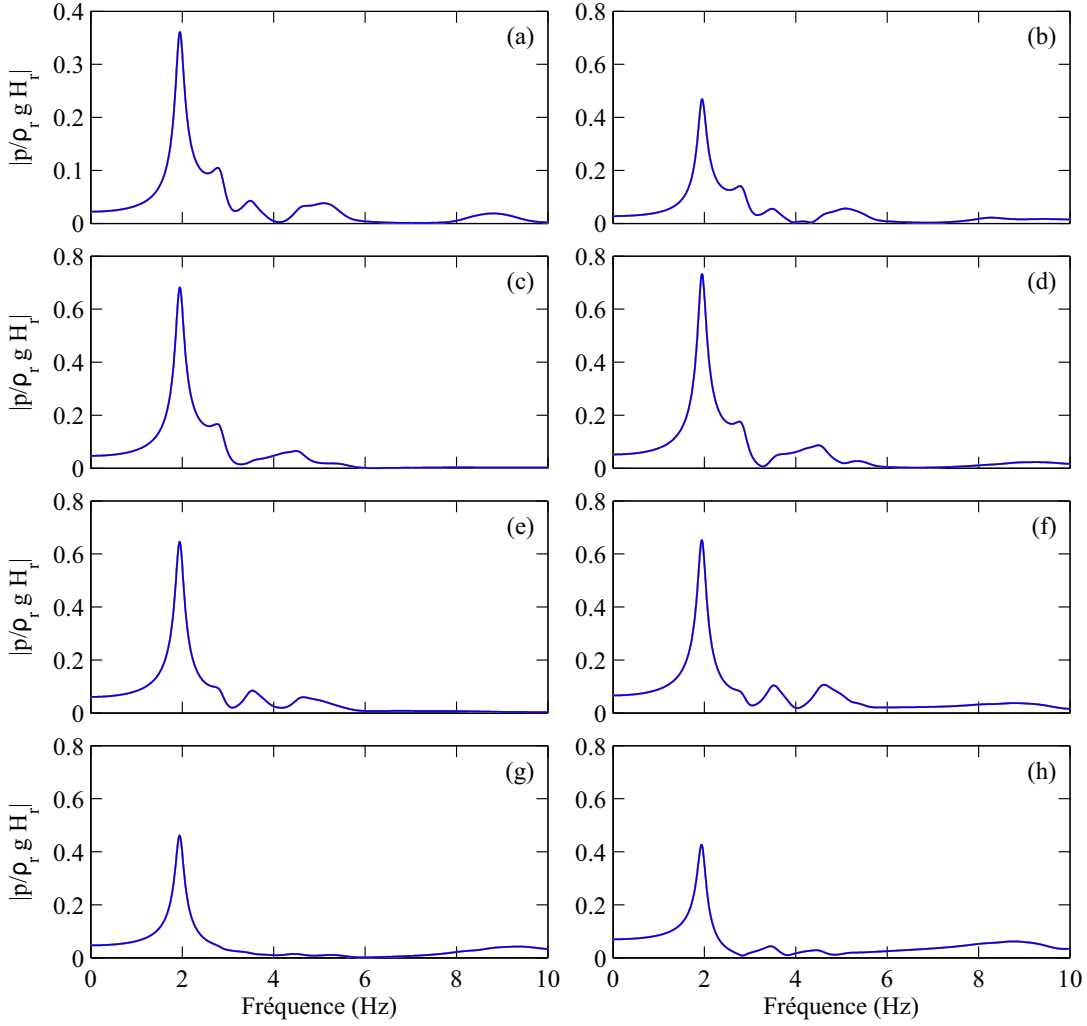


Figure 4.20 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour le système B : (a) À P2; (b) À P3; (c) À P4; (d) À P5; (e) À P6; (f) À P7; (g) À P9; (h) À P10 : —  $L_r=40$  m; —  $L_r=100$  m; —  $L_r=140$  m.

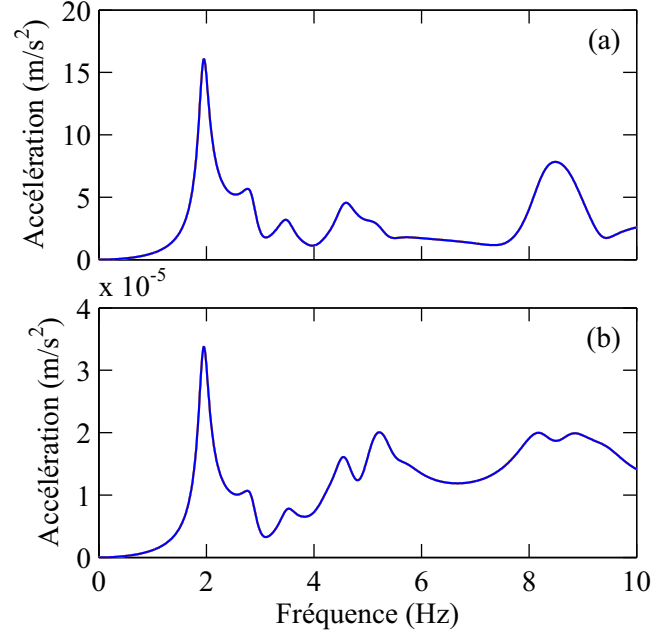


Figure 4.21 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale pour le système B : (a) À P1 ; (b) À P8. —  $L_r = 40$  m ; —  $L_r = 100$  m ; —  $L_r = 140$  m.

Nous observons que le système B converge également à  $L_r = 40$  m. La largeur considérée  $b_r$  n'a donc pas d'effet sur la longueur de troncation nécessaire pour modéliser un réservoir de longueur infinie dans le cas à l'étude.

La figure 4.22 présente la distribution 3D de la pression hydrodynamique ainsi qu'une coupe en plan à l'élévation  $z = 12$  m de cette même distribution pour le premier mode de vibration du système B. Nous présentons toujours les images pour un réservoir de longueur  $L_r = 100$  m pour les fins d'illustration.

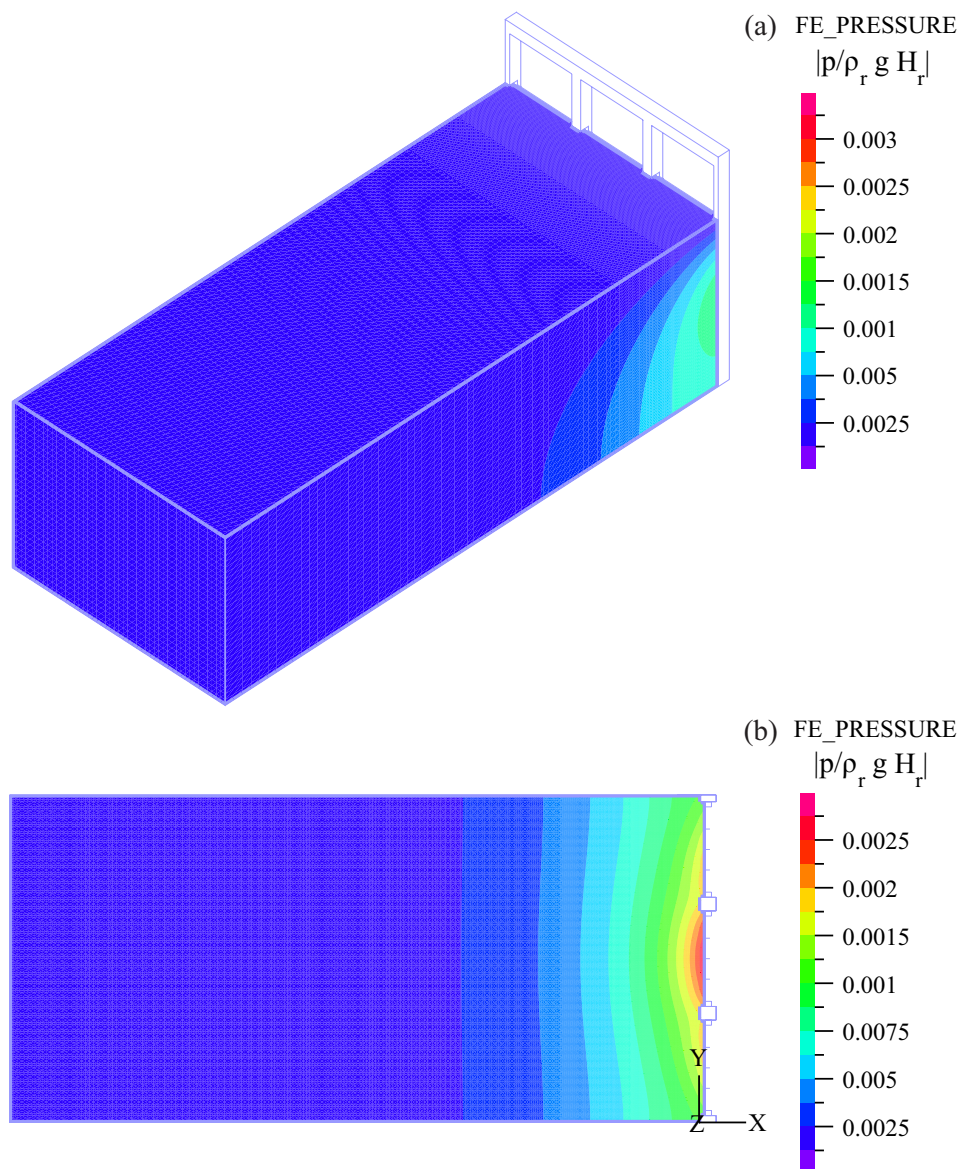


Figure 4.22 Distribution de la pression hydrodynamique pour le système B avec réservoir de longueur  $L_r = 100$  m : (a) En 3D ; (b) Vue en plan à l'élévation  $z = 12$  m.

Encore une fois, on observe que l'onde de pression générée à l'interface fluide-structure se dissipe vers l'amont du réservoir et son intensité est nulle à la condition frontière rigide amont. Soulignons également que l'effet 3D de la largeur  $b_r$  du système est beaucoup plus prononcé dans le cas du système B que dans celui du système A. La largeur accrue de ce système permet à l'onde de pression de se dissiper davantage dans le sens latéral à partir de la mi-portée de l'interface fluide-structure. On observe également une différence significative entre l'intensité de la pression hydrodynamique que subissent les portions latérales de l'éva-

cuateur, versus celle que subit la portion centrale.

Enfin, ces distributions et celles illustrées à la figure 4.19 démontrent que les éléments de transition employés pour le maillage du domaine fluide et décrits à la section 4.3 sont adéquats pour la modélisation de la dissipation des ondes de pression en 3D.

### **Effet de la flexibilité des vannes**

Dans cette section, nous concentrons notre étude sur l'effet de la flexibilité des vannes sur la réponse dynamique des évacuateurs de crue. Pour ce faire, nous établissons d'abord une comparaison entre les distributions 3D de la pression hydrodynamique à l'interface fluide-structure prédites par la méthode des éléments finis couplée et la formulation des masses ajoutées de Westergaard. Pour des fins de comparaison, nous calculons deux distributions avec la méthode des éléments finis couplée : une à 120% de la fréquence fondamentale du système évacuateur-réservoir et l'autre à 80% de cette fréquence. La distribution issue de la formulation de Westergaard ne dépend pas de la fréquence de la sollicitation et donc nous n'en calculons qu'une seule par système.

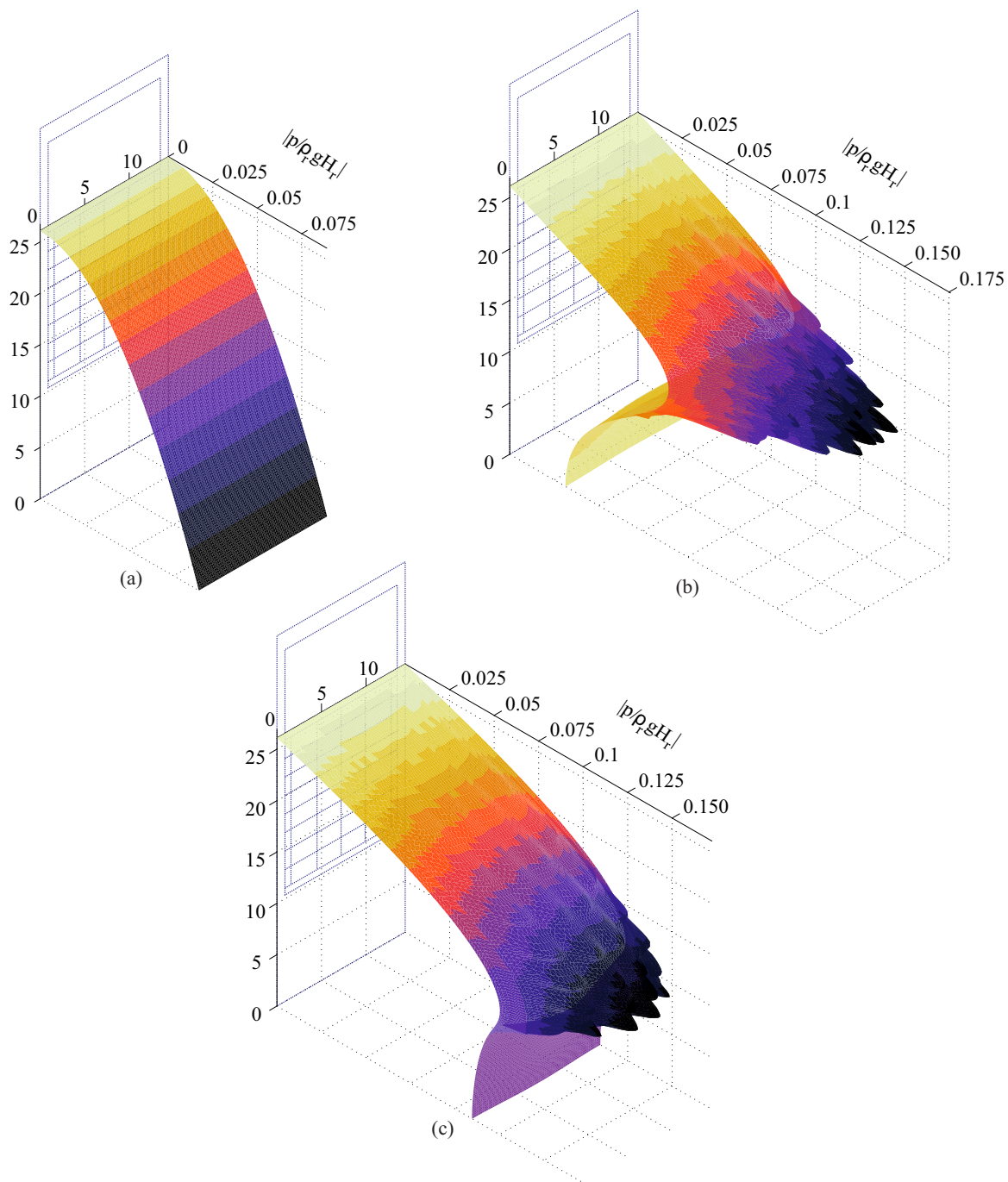


Figure 4.23 Distributions 3D de la pression hydrodynamique à l'interface fluide-structure du système A : (a) Formulation de Westergaard ; (b) Méthode des éléments finis couplée à 120% de  $f_1$  ; (c) Méthode des éléments finis couplée à 80% de  $f_1$ .

La figure 4.23 présente les trois distributions 3D de la pression hydrodynamique décrites ci-dessus pour le système A. Nous observons tout d'abord que la forme parabolique supposée

par la formulation de Westergaard n'est pas adéquate pour prédire la distribution 3D de la pression hydrodynamique dans un cas comme celui à l'étude où une vanne flexible est présente. En effet, les distributions (b) et (c) illustrent bien l'effet de l'interaction fluide-structure et, plus particulièrement, de la vibration de la vanne en acier sur la pression hydrodynamique générée sur la structure en entier. On observe également que l'amplitude maximale de la distribution de pression prédite par la formulation de Westergaard est beaucoup plus faible que celle prédite par la méthode des éléments finis couplée. Ce résultat remet en question la pertinence de négliger la flexibilité des vannes dans l'analyse dynamique et sismique des évacuateurs de crue.

La figure 4.24 présente les mêmes distributions 3D décrites ci-dessus pour le système B.

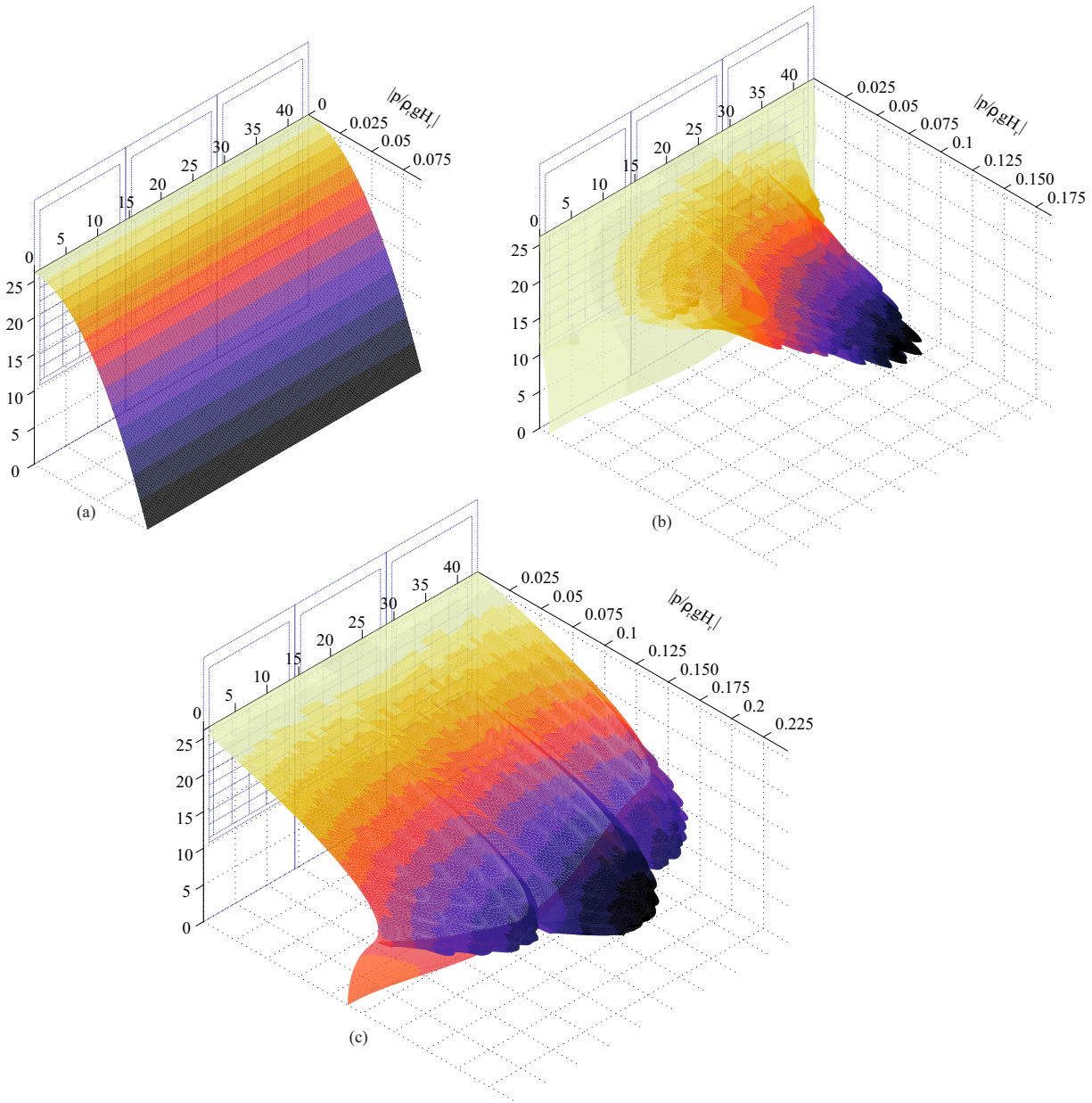


Figure 4.24 Distributions 3D de la pression hydrodynamique à l'interface fluide-structure du système B : (a) Formulation de Westergaard ; (b) Méthode des éléments finis couplée à 120% de  $f_1$  ; (c) Méthode des éléments finis couplée à 80% de  $f_1$ .

Encore une fois, l'effet de l'interaction fluide-structure et, particulièrement, de la flexibilité de la structure est bien apparente dans les distributions (b) et (c). Soulignons également que la forme et l'amplitude de la distribution 3D varie selon qu'on étudie les vannes latérales ou la vanne centrale du système B. La flexibilité accrue de la structure du système B ainsi que l'effet 3D de la largeur du réservoir jouent donc également un rôle dans la distribution

3D de la pression hydrodynamique. Le système A de largeur réduite n'a pas les capacités pour prédire un tel comportement.

À titre d'exemple, les amplitudes de la pression hydrodynamique prédites par le système A à 120% de sa fréquence fondamentale sont assez similaires à celles de la portion centrale du système B à 120% de sa fréquence fondamentale. Par contre, il est clair que l'utilisation des valeurs obtenues du système A pour le dimensionnement des portions latérales du système B donnerait lieu à une conception non optimisée. Il est aussi important de noter qu'il est très peu probable que les fréquences fondamentales des deux systèmes A et B soient les mêmes. Nous étudions davantage ce dernier point à la section suivante.

Afin d'étudier l'effet de la flexibilité des vannes sur les courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique s'appliquant sur le système évacuateur-réservoir, nous procédons à l'analyse de deux versions des systèmes A et B où les vannes sont rigidifiées. La figure 4.25 présente la comparaison des courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour le système A avec vanne flexible et rigidifiée. Soulignons que la plage des fréquences étudiées est étendue jusqu'à 20 Hz pour la présentation de ces résultats afin d'illustrer les premiers pics dans la réponse des modèles avec vannes rigidifiées.



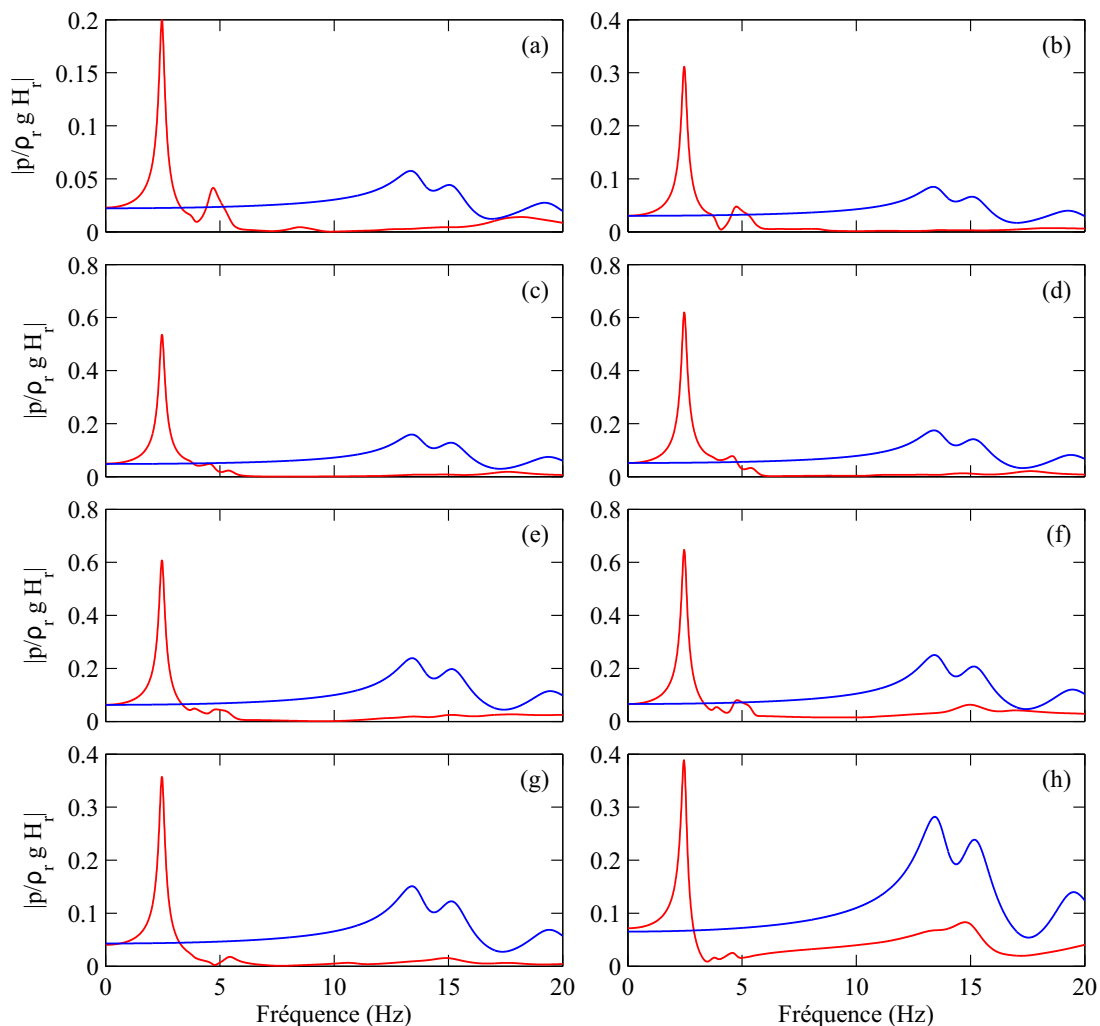


Figure 4.25 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour le système A : (a) À P2; (b) À P3; (c) À P4; (d) À P5; (e) À P6; (f) À P7; (g) À P9; (h) À P10. — Vanne flexible; — Vanne rigidifiée.

Nous remarquons d'abord que la rigidification de la vanne en acier a un impact significatif sur la première fréquence prédominante du système. En effet, le modèle avec vanne rigidifiée prédit une première fréquence aux alentours de 13 Hz, comparativement à environ 2 Hz pour la vanne flexible. Il s'agit d'une surestimation d'environ 650%. L'autre observation importante concerne l'amplitude de la réponse dynamique dans la plage de fréquences à l'étude. Plus particulièrement, on remarque que le système avec vanne rigidifiée prédit des amplitudes pour la pression hydrodynamique généralement beaucoup plus faibles que celles du système avec vanne flexible.

Nous effectuons ensuite l'étude pour le système B. Les figures 4.26 et 4.27 présentent les courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour les portions latérale et centrale du système B et du système B avec vannes rigidifiées.

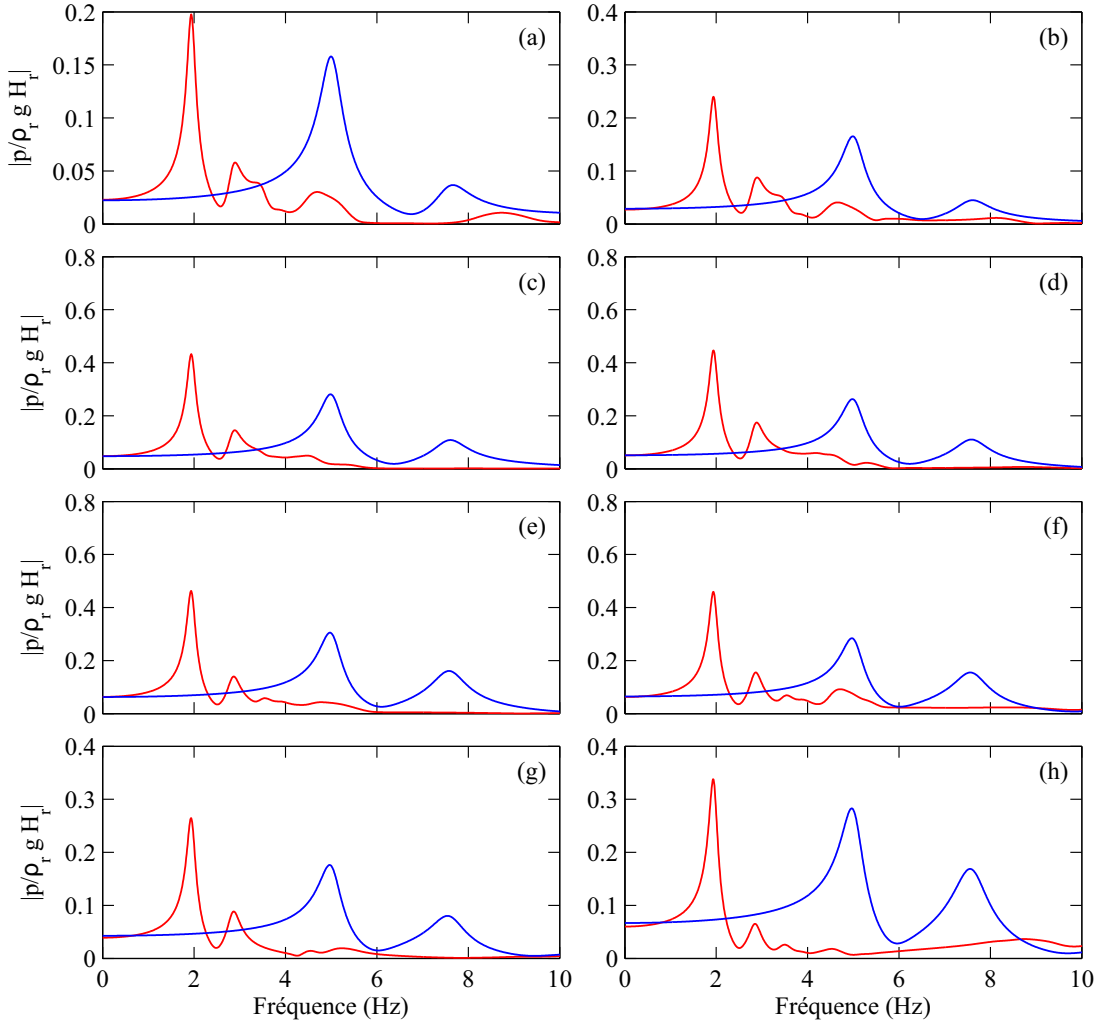


Figure 4.26 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour le système B latéral : (a) À P2'; (b) À P3'; (c) À P4'; (d) À P5'; (e) À P6'; (f) À P7'; (g) À P9'; (h) À P10'. — Vannes flexibles; — Vannes rigidifiées.

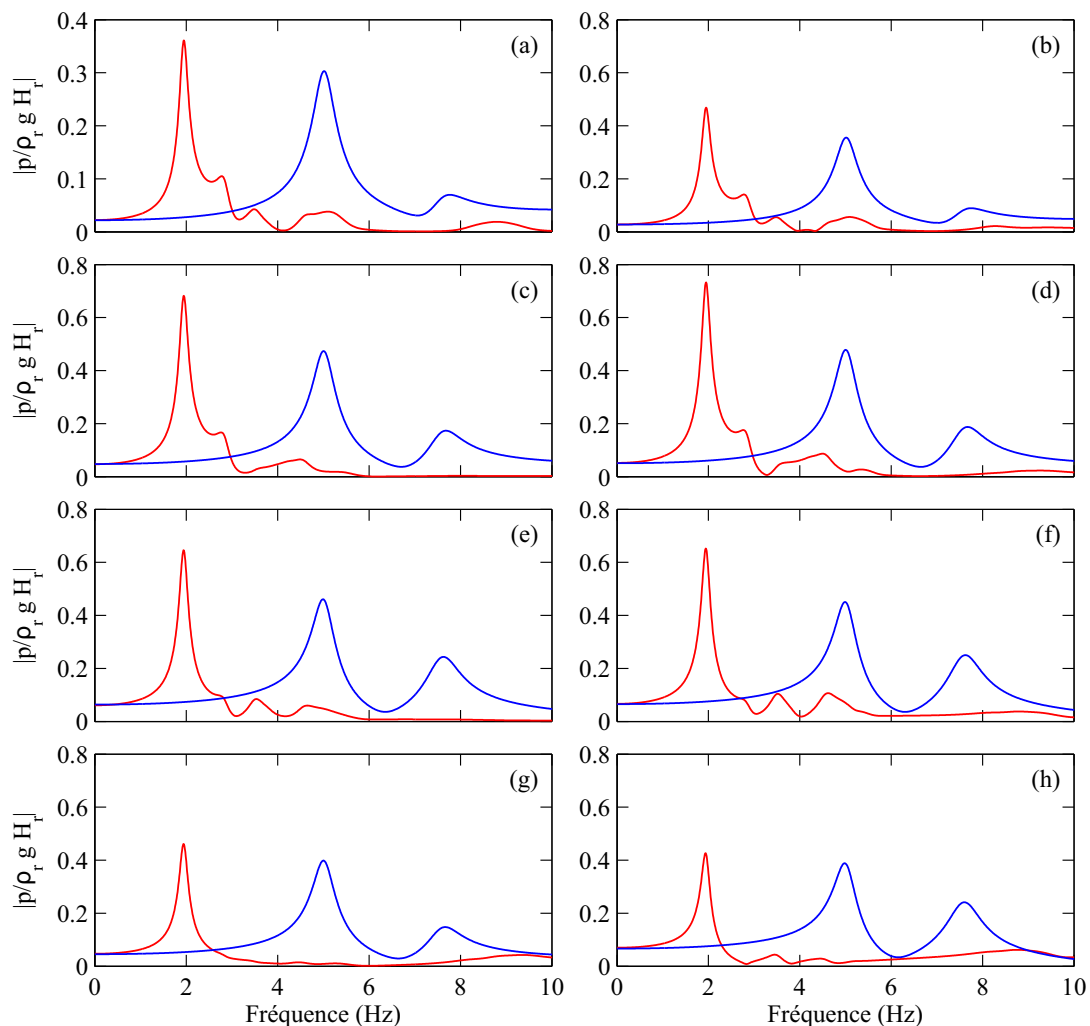


Figure 4.27 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour le système B central : (a) À P2; (b) À P3; (c) À P4; (d) À P5; (e) À P6; (f) À P7; (g) À P9; (h) À P10. — Vannes flexibles; — Vannes rigidifiées.

On observe encore une fois que la rigidification des vannes de l'évacuateur a pour effet d'augmenter la fréquence du premier pic dans la réponse du système. L'augmentation est toutefois moins prononcée dans le cas du système B, le rapport entre les premières fréquences du système original et du modèle avec vannes rigidifiées se situant autour de 275%. Il s'agit néanmoins d'un écart important qui pourrait mener à des conceptions non sécuritaires dans un cas où la méthode du spectre de réponse est employée, par exemple.

À l'instar du système A, les figures 4.26 et 4.27 démontrent que la rigidification des vannes cause une sous-estimation de l'amplitude de la pression hydrodynamique qui s'applique sur

la structure. Soulignons que ces écarts dans la prédiction des amplitudes et de la première fréquence résonante sont bien présents au niveau des points P9, P10, P9' et P10', situés sur la structure de béton armé des systèmes A et B. Ce résultat démontre effectivement l'effet de la flexibilité des vannes en acier sur la pression hydrodynamique agissant sur l'ensemble de la structure, y compris le cadre en béton armé. Il n'est donc pas judicieux de négliger leur présence ou leur flexibilité pour l'analyse et le dimensionnement de la portion en béton armé de l'évacuateur.

### **Effet de la largeur considérée du système évacuateur-réservoir**

Nous avons déjà vu à la section précédente que la largeur considérée du système évacuateur-réservoir a un impact sur la distribution 3D de la pression hydrodynamique. Nous nous intéressons maintenant à l'effet de cette largeur considérée sur les courbes de réponse en fréquences du système. Pour ce faire, nous établissons des comparaisons entre les systèmes A et B. Afin de dresser le portrait le plus complet possible de l'effet de la largeur considérée du système, les résultats du système A seront toujours comparés à ceux des portions latérale et centrale du système B.

Les figures 4.28 et 4.29 présentent les courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique et de l'accélération horizontale pour la portion latérale du système B et le système A.

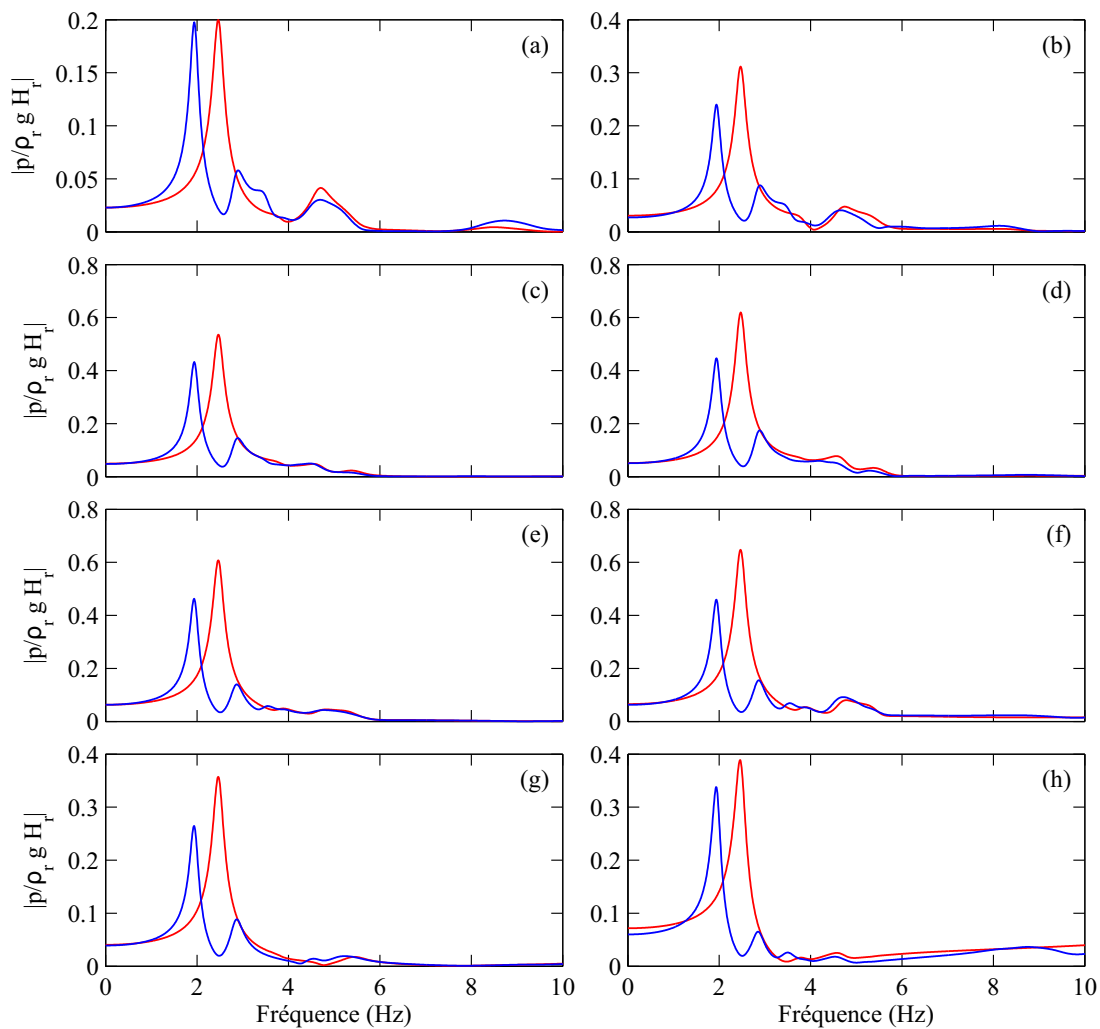


Figure 4.28 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique : (a) À P2' ; (b) À P3' ; (c) À P4' ; (d) À P5' ; (e) À P6' ; (f) À P7' ; (g) À P9' ; (h) À P10'. — Système A ; — Système B latéral.

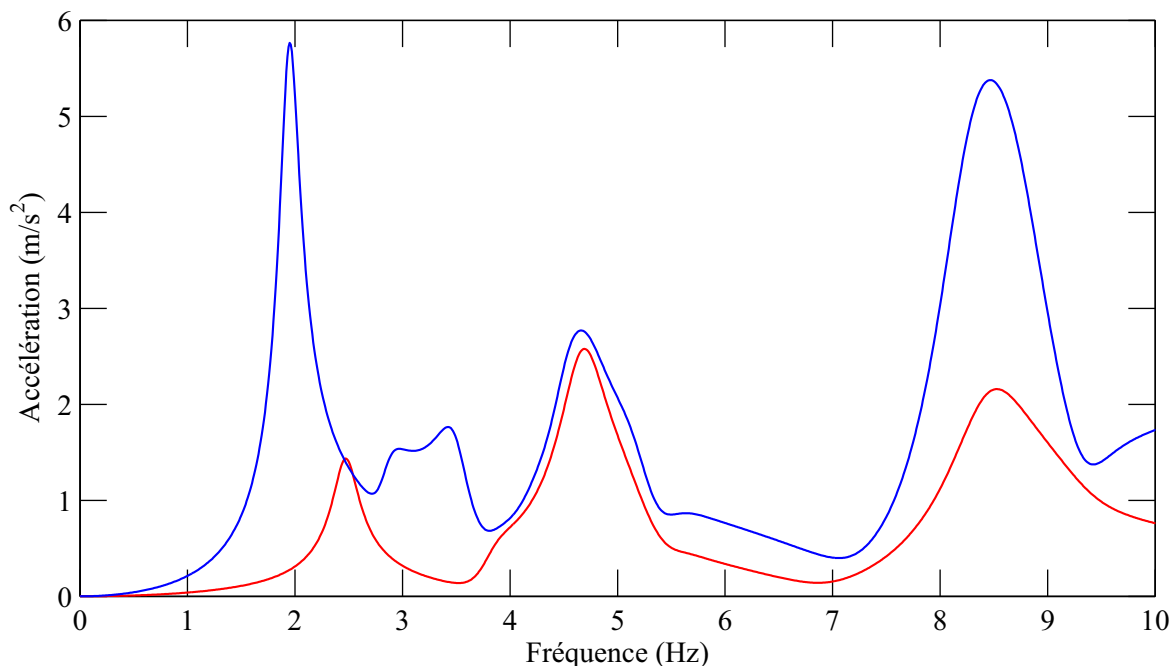


Figure 4.29 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale à P1'. — Système A ; — Système B latéral.

On observe tout d'abord que pour tous les points de mesure considérés, la première fréquence prédominante de la portion latérale du système B est inférieure à celle du système A. Cette réalité témoigne d'une flexibilité accrue du système B. Dans la majorité des cas, par contre, l'amplitude de la pression hydrodynamique du système A dépasse celle de la portion latérale du système B. C'est tout le contraire pour ce qui concerne l'accélération horizontale, où la réponse du système B dépasse largement celle du système A.

Nous présentons aux figures 4.30 et 4.31 la même comparaison que ci-dessus, mais en prenant maintenant la portion centrale du système B.

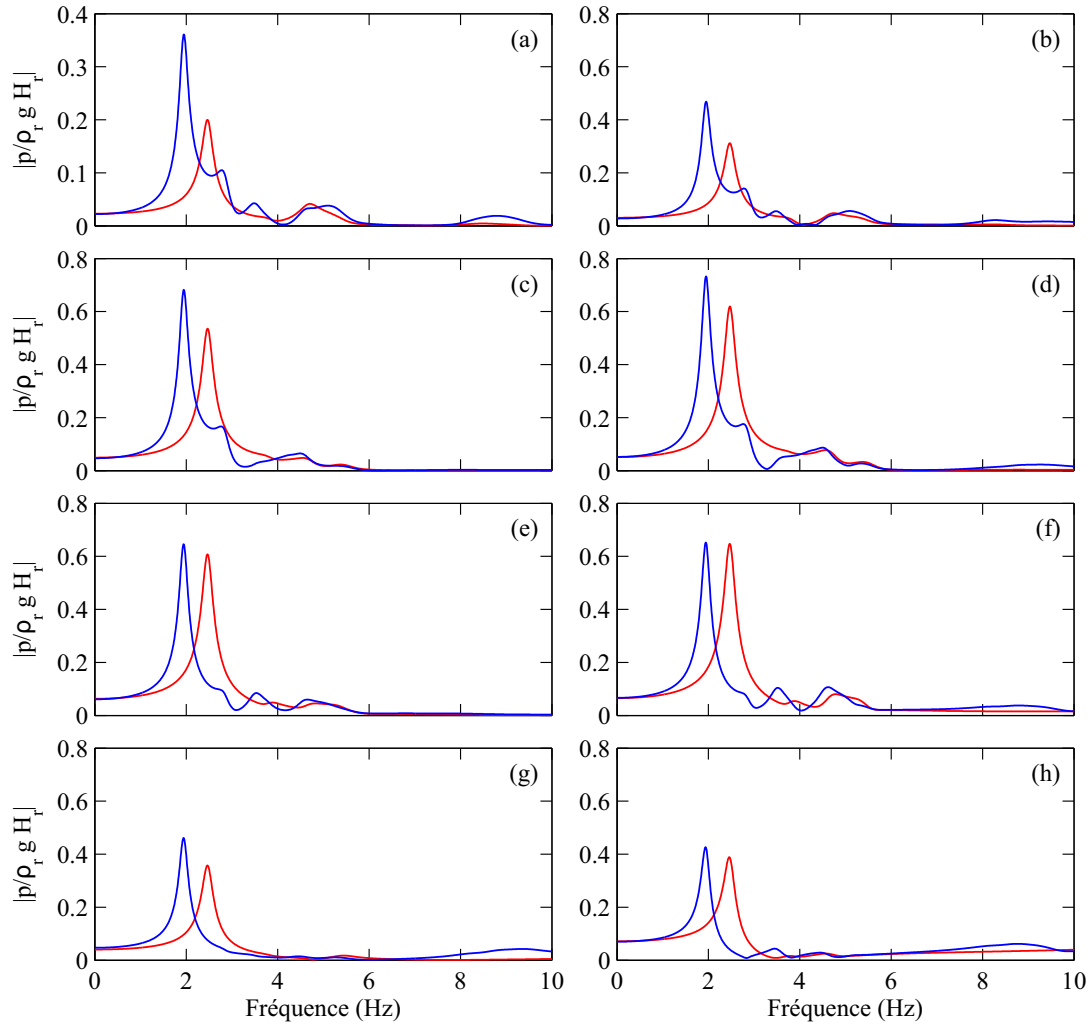


Figure 4.30 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique : (a) À P2 ; (b) À P3 ; (c) À P4 ; (d) À P5 ; (e) À P6 ; (f) À P7 ; (g) À P9 ; (h) À P10. — Système A ; — Système B central.

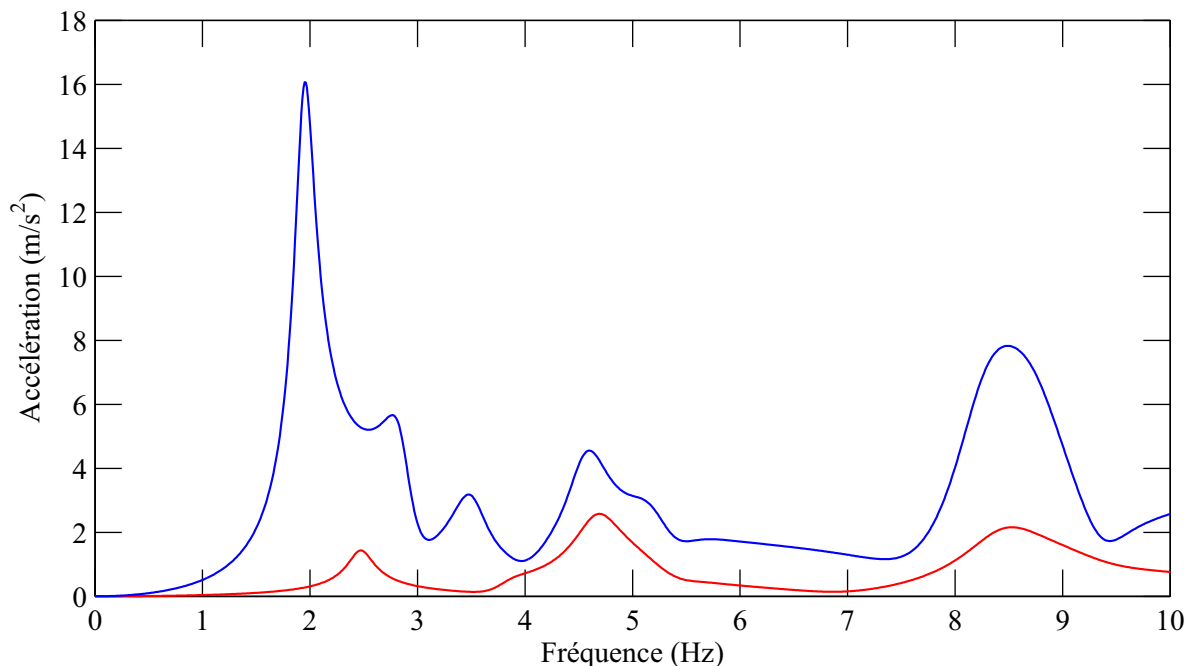


Figure 4.31 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale à P1. — Système A ; — Système B central.

Nous observons que la tendance selon laquelle la première fréquence prédominante du système B est inférieure à celle du système A est maintenue. Cette fois, par contre, les amplitudes de la réponse du système B, que ce soit pour la pression hydrodynamique ou l'accélération horizontale, sont supérieures à celles du système A. Il s'agit d'une illustration de l'effet 3D de la largeur  $b_r$  du système évacuateur-réservoir : la variation de la pression hydrodynamique selon la position latérale du point d'étude sur l'interface fluide-structure.

En résumé, le modèle de largeur réduite surestime de manière constante la fréquence des pics de résonance dans la réponse du système. Il est également incapable de prédire adéquatement la variation de la distribution de la pression hydrodynamique sur la dimension de la largeur du système, ce qui fait en sorte qu'il surestime la pression hydrodynamique sur les portions latérales de l'évacuateur et la sous-estime sur la portion centrale pour le cas à l'étude. La combinaison de ces inexactitudes de la part du modèle de largeur réduite peut mener à des dimensionnements inadéquats.

Afin d'éliminer l'influence des caractéristiques de la structure seule du modèle à largeur réduite (système A) sur les résultats, nous considérons un nouveau système basé sur le sys-



tème B permettant d'isoler l'effet 3D de la distribution de la pression hydrodynamique dans le réservoir de largeur réduite. Ce nouveau système conserve la structure du système B, mais considère un réservoir tronqué sur les côtés latéraux. Le domaine fluide n'est donc présent que devant la portion centrale du système B. Nous désignons ce nouveau système comme le système B'. La figure 4.32 illustre la configuration du système B' tandis que la figure 4.33 présente une comparaison des vues en plan à l'élévation  $z=12$  m des distributions de la pression hydrodynamique à l'interface fluide-structure découlant du premier mode de vibration des systèmes A, B et B'.

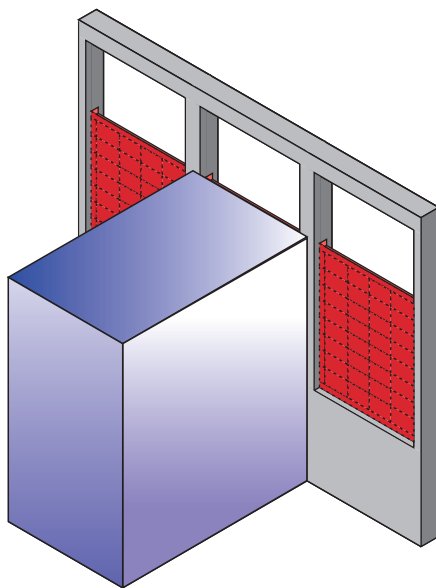


Figure 4.32 Illustration de la configuration du système B'.

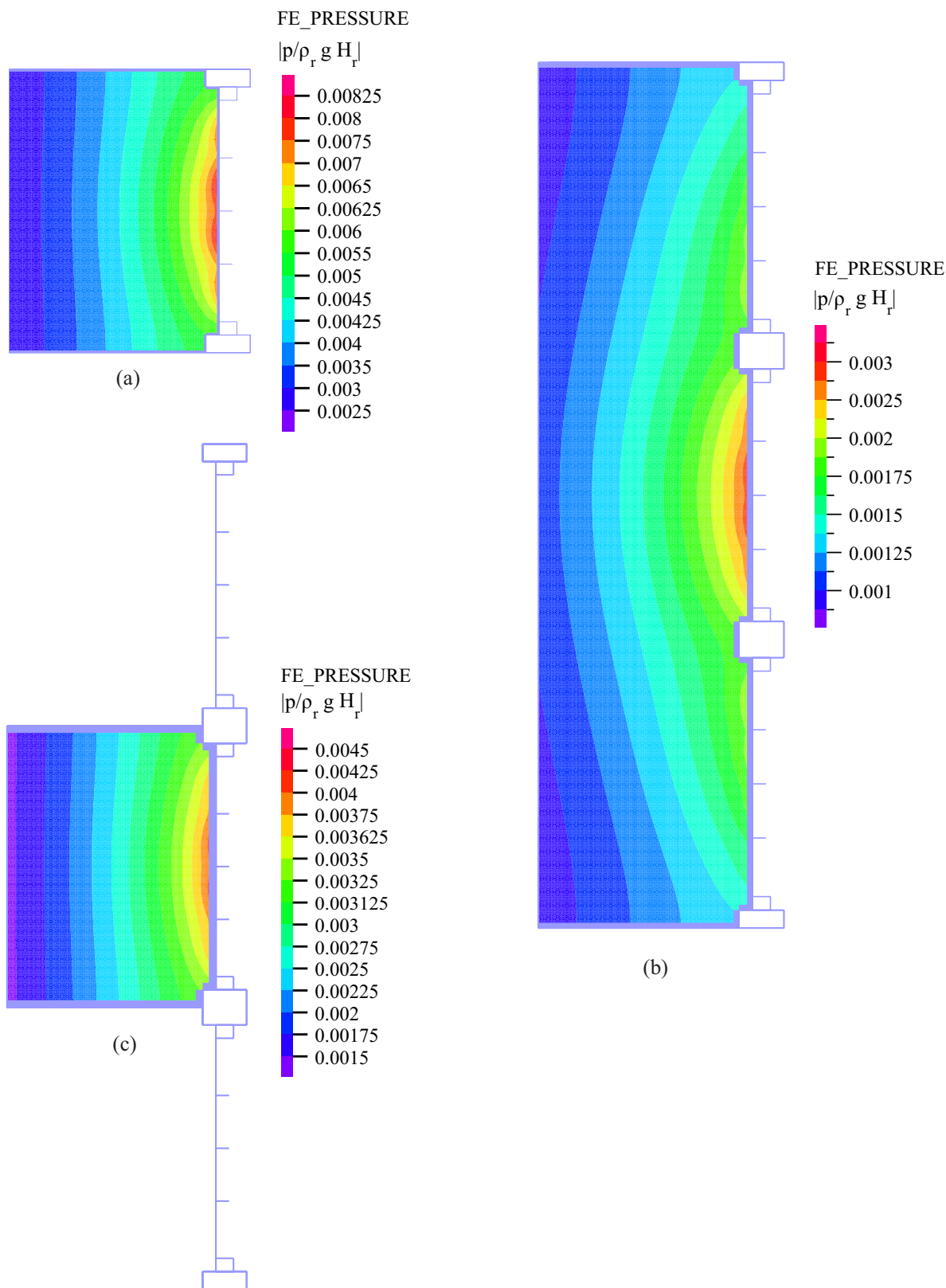


Figure 4.33 Distributions 2D de la pression hydrodynamique découlant du premier mode de vibration à l'élévation  $z=12$  m : (a) Système A ; (b) Système B ; (c) Système B'.

On observe que les trois vues en plan de la figure 4.33 prédisent des distributions très semblables de la pression hydrodynamique agissant sur la vanne centrale du système B, bien que le système A surestime l'intensité de la pression hydrodynamique correspondant au premier mode de vibration par rapport aux systèmes B et B'. Les systèmes A et B' ne sont pas en mesure de bien prédire la dissipation latérale de la pression en raison des limites latérales imposées sur leurs réservoirs. Les deux modèles A et B' de largeur réduite surestiment également l'intensité de la pression hydrodynamique générée pour le premier mode de vibration par rapport au système B.

Le tableau 4.4 présente les fréquences de vibration  $f_i$  et les masses modales effectives  $M_i$  correspondantes associées aux dix premiers modes de vibration couplés des systèmes A, B et B'.

Tableau 4.4 Fréquences et masses modales effectives des systèmes A, B et B' avec réservoir.

Mode	Système A		Système B		Système B'	
	$f_i$ (Hz)	$M_i$ (%)	$f_i$ (Hz)	$M_i$ (%)	$f_i$ (Hz)	$M_i$ (%)
1	2.5	70.229%	1.9	75.866%	2.0	59.880%
2	3.8	0.175%	2.5	0.000%	3.5	0.376%
3	4.4	0.000%	2.9	4.999%	4.0	0.000%
4	4.7	1.367%	3.5	1.083%	4.5	3.653%
5	4.9	0.000%	3.7	0.000%	4.8	0.000%
6	4.9	0.001%	3.9	0.074%	4.9	0.361%
7	4.9	0.000%	4.0	0.000%	4.9	0.000%
8	5.0	0.000%	4.3	0.147%	5.0	1.161%
9	5.0	0.000%	4.6	1.865%	5.0	0.000%
10	5.1	0.027%	4.6	0.000%	5.0	0.040%
$\Sigma M_i$ (%)		71.799%		84.034%		65.471%

On observe d'abord de ce tableau que le mode fondamental de vibration des systèmes couplés évacuateur-réservoir engage une portion importante de la masse et devrait donc avoir un impact significatif sur la réponse totale des systèmes A, B et B'. On observe également que les fréquences de ces modes fondamentaux pour les trois systèmes à l'étude sont très semblables, et ce, particulièrement pour les systèmes B et B'. Voilà qui démontre que les caractéristiques de la structure ont un impact important sur les modes du système évacuateur-réservoir, et ce, même dans le cas d'un domaine fluide tronqué.

Les figures 4.34 et 4.35 présentent les courbes de réponse en fréquences de la pression

hydrodynamique et de l'accélération horizontale pour les systèmes A, B et B'.

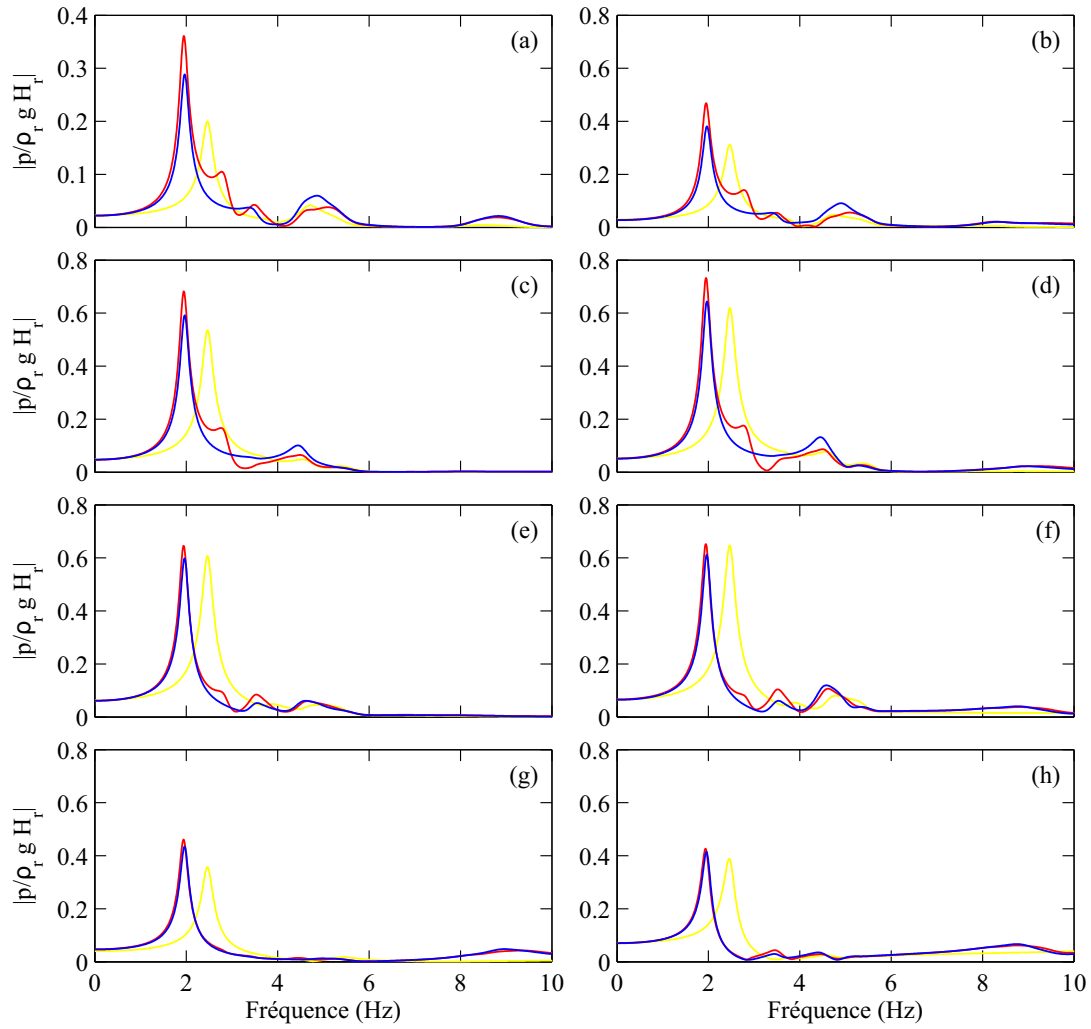


Figure 4.34 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique : (a) À P2; (b) À P3; (c) À P4; (d) À P5; (e) À P6; (f) À P7; (g) À P9; (h) À P10. — Système A; — Système B central; — Système B' central.

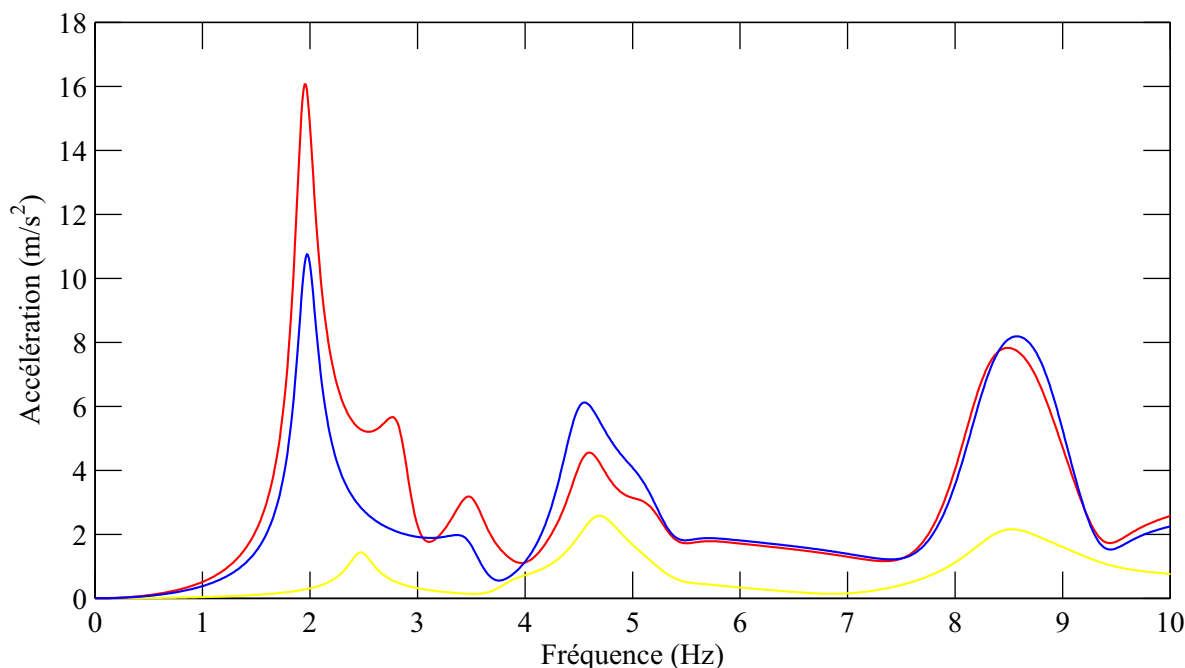


Figure 4.35 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale à P1. — Système A ; — Système B central ; — Système B' central.

On constate tout d'abord que le système B' procure une nette amélioration par rapport au système A dans la prédiction des fréquences prédominantes des réponses données par le système B. La seule différence significative que nous pouvons observer entre les systèmes B et B' se situe au niveau des amplitudes de la pression hydrodynamique et, de manière plus importante, de l'accélération horizontale. En effet, le système B' sous-estime de manière générale l'amplitude de la réponse en comparaison avec le système B.

Ce résultat démontre donc encore une fois que la flexibilité structurale a une grande influence sur la réponse du système évacuateur-réservoir et, plus particulièrement, sur les fréquences prédominantes de cette réponse. La réduction de la largeur du domaine fluide peut donner de bons résultats dans certains cas, mais sous-estime de manière générale l'amplitude de la réponse par rapport au système de pleine largeur.

### Effet de la compressibilité de l'eau

Pour terminer, nous nous intéressons à l'effet de la compressibilité de l'eau sur la réponse de l'évacuateur à l'étude. Nous nous intéressons d'abord à l'effet de la compressibilité sur la longueur de réservoir nécessaire pour reproduire une condition infinie à la face amont du

domaine fluide d'un maillage par éléments finis.

Les figures 4.36 et 4.37 présentent les courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique et de l'accélération horizontale du système A avec eau incompressible et des longueurs de réservoir  $L_r=40$  m et  $L_r=100$  m. Les figures 4.38 et 4.39 présentent les mêmes courbes pour la portion centrale du système B .

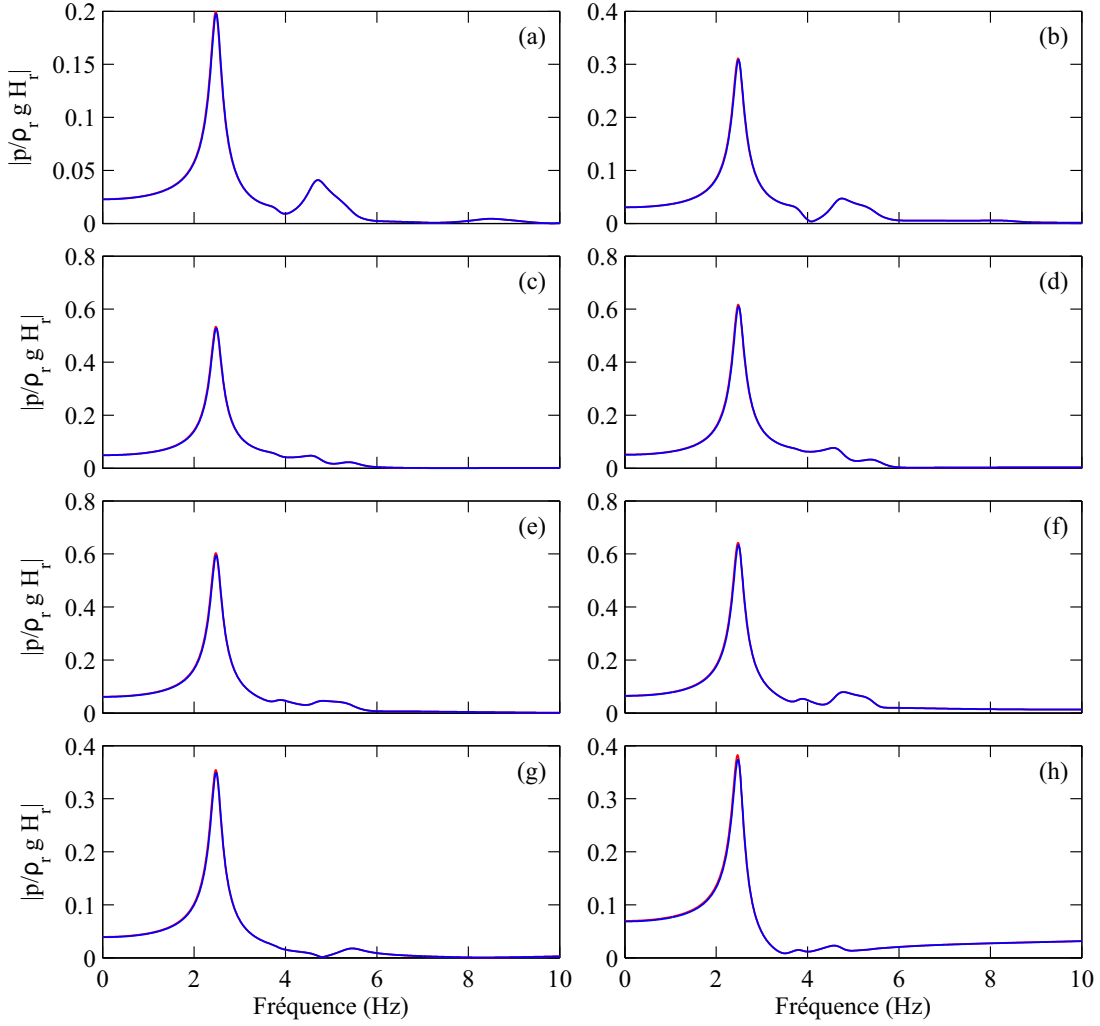


Figure 4.36 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour le système A avec eau incompressible : (a) À P2; (b) À P3; (c) À P4; (d) À P5; (e) À P6; (f) À P7; (g) À P9; (h) À P10. —  $L_r=40$  m; —  $L_r=100$  m.

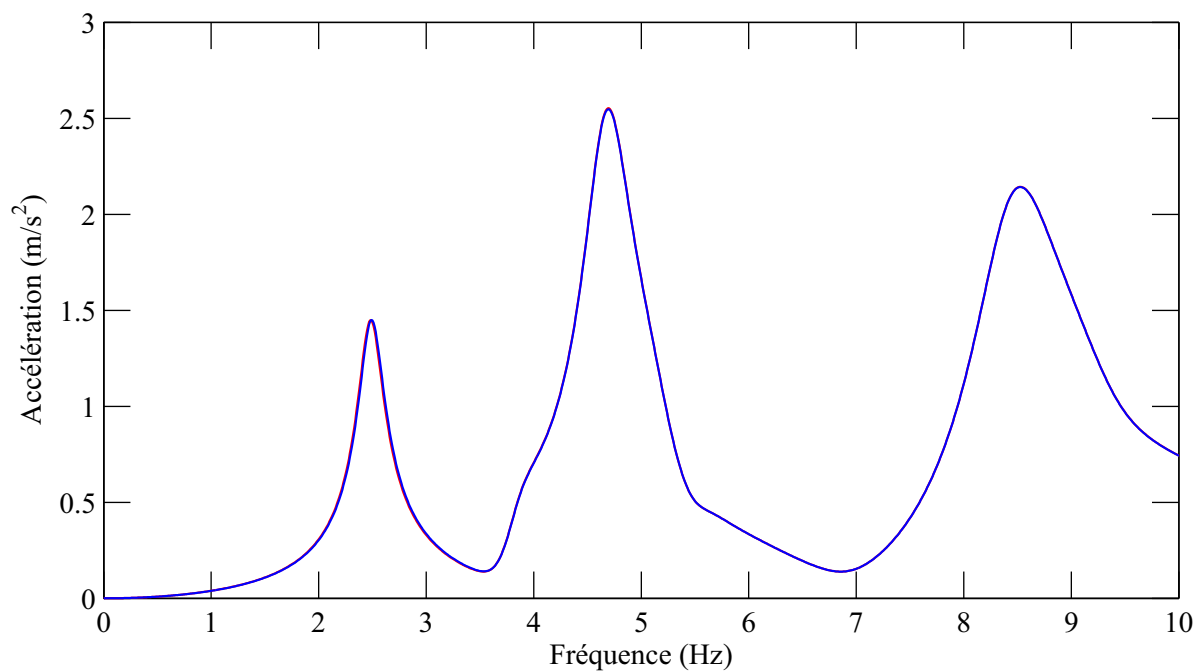


Figure 4.37 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale pour le système A avec eau incompressible à P1. —  $L_r = 40$  m ; —  $L_r = 100$  m.

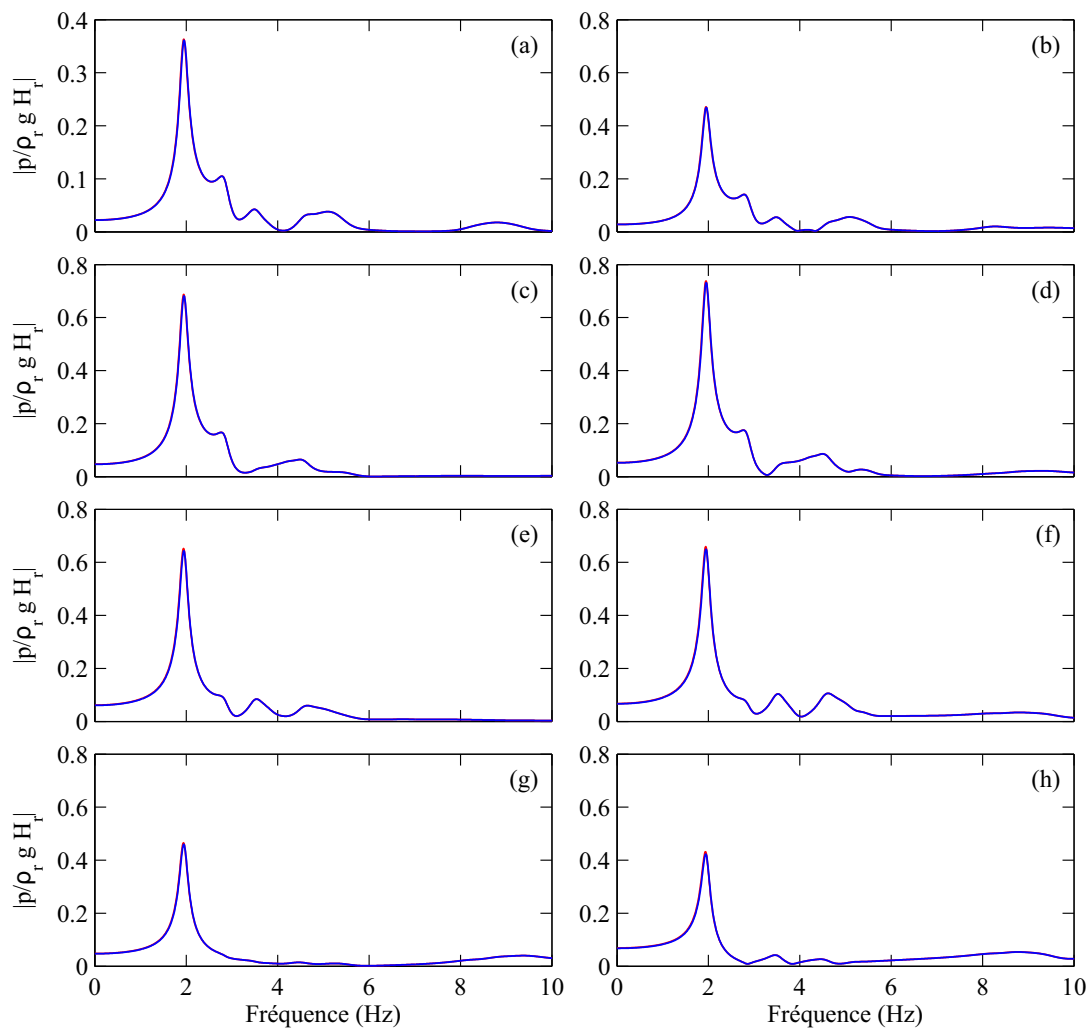


Figure 4.38 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour le système B avec eau incompressible : (a) À P2; (b) À P3; (c) À P4; (d) À P5; (e) À P6; (f) À P7; (g) À P9; (h) À P10. —  $L_r = 40$  m; —  $L_r = 100$  m.



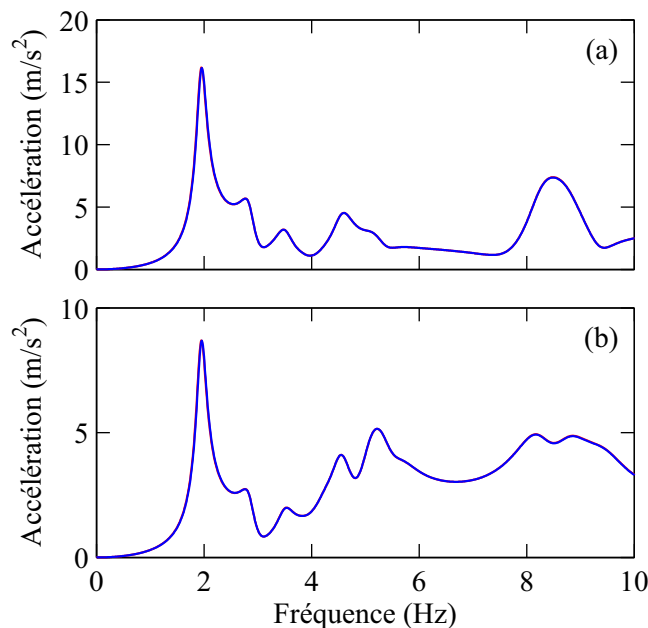


Figure 4.39 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale pour le système B avec eau incompressible : (a) À P1 ; (b) À P8. —  $L_r = 40$  m ; —  $L_r = 100$  m.

Ces figures démontrent clairement que l'allongement du réservoir au-delà de  $L_r = 40$  m n'a aucun impact sur les résultats mesurés à l'interface fluide-structure. La longueur de  $L_r = 40$  m est donc suffisante pour modéliser un réservoir de longueur infinie dans le cas où l'eau est considérée incompressible. La compressibilité de l'eau n'a donc pas d'effet sur la convergence de la longueur de troncation  $L_r$  du réservoir infini dans le cas à l'étude.

Nous effectuons ensuite une comparaison entre les courbes de réponse en fréquences des modèles couplés par éléments finis considérant l'eau comme compressible et incompressible. L'analyse est effectuée dans un premier temps pour la vanne seule avec une longueur de troncation  $L_r = 40$  m. Les figures 4.40 et 4.41 présentent la comparaison entre les deux modèles pour la pression hydrodynamique et l'accélération horizontale, respectivement. Ces deux figures démontrent clairement que l'impact de la compressibilité de l'eau est négligeable dans ce cas.

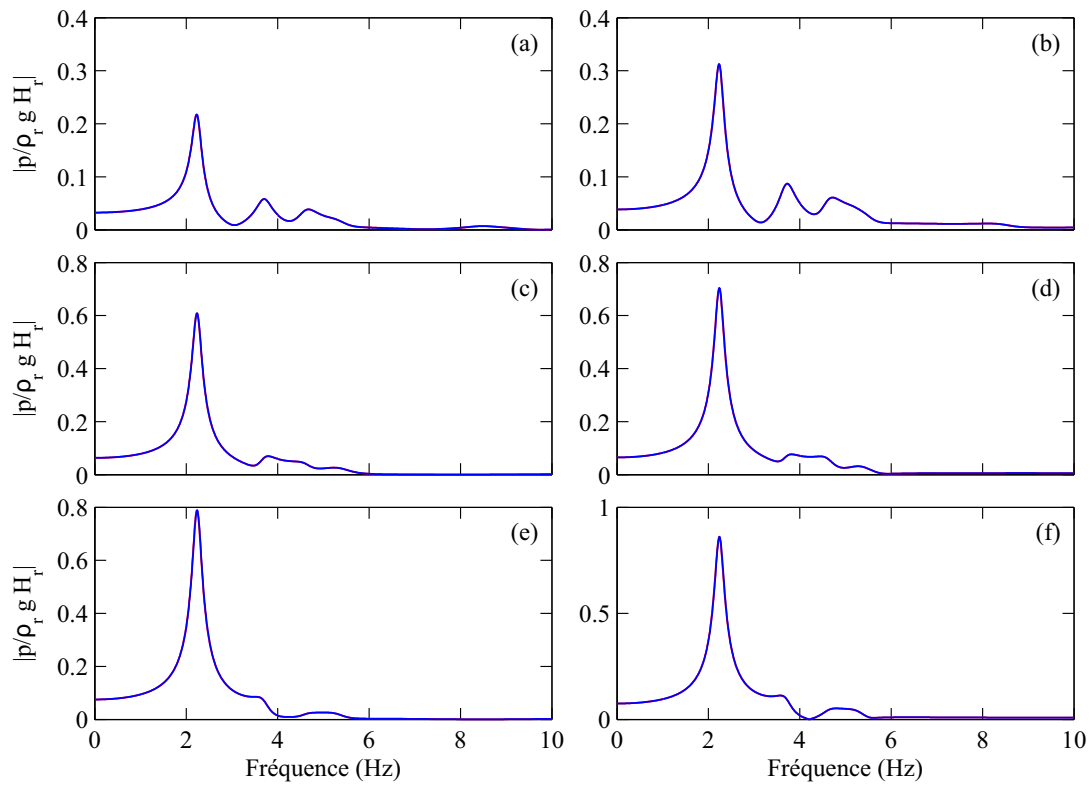


Figure 4.40 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour la vanne seule : (a) À P2; (b) À P3; (c) À P4; (d) À P5; (e) À P6; (f) À P7. — Eau compressible; — Eau incompressible.

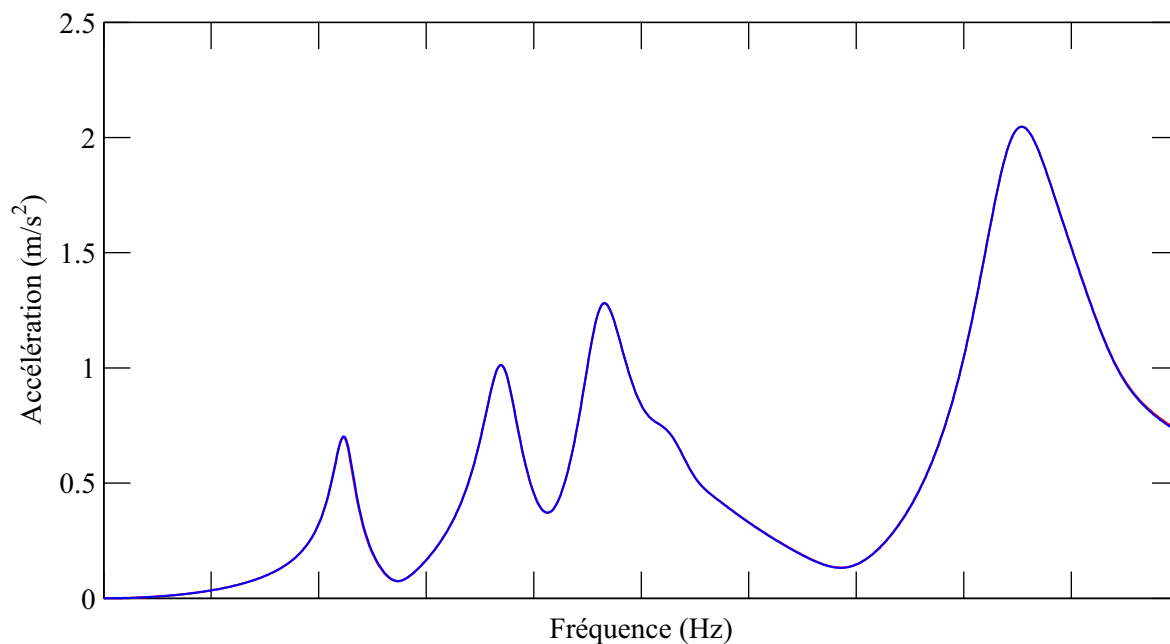


Figure 4.41 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale pour la vanne seule à P1. — Eau compressible ; — Eau incompressible.

Nous effectuons ensuite la comparaison pour le système A. Les figures 4.42 et 4.43 présentent les courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique et de l'accélération horizontale pour l'eau compressible et incompressible.

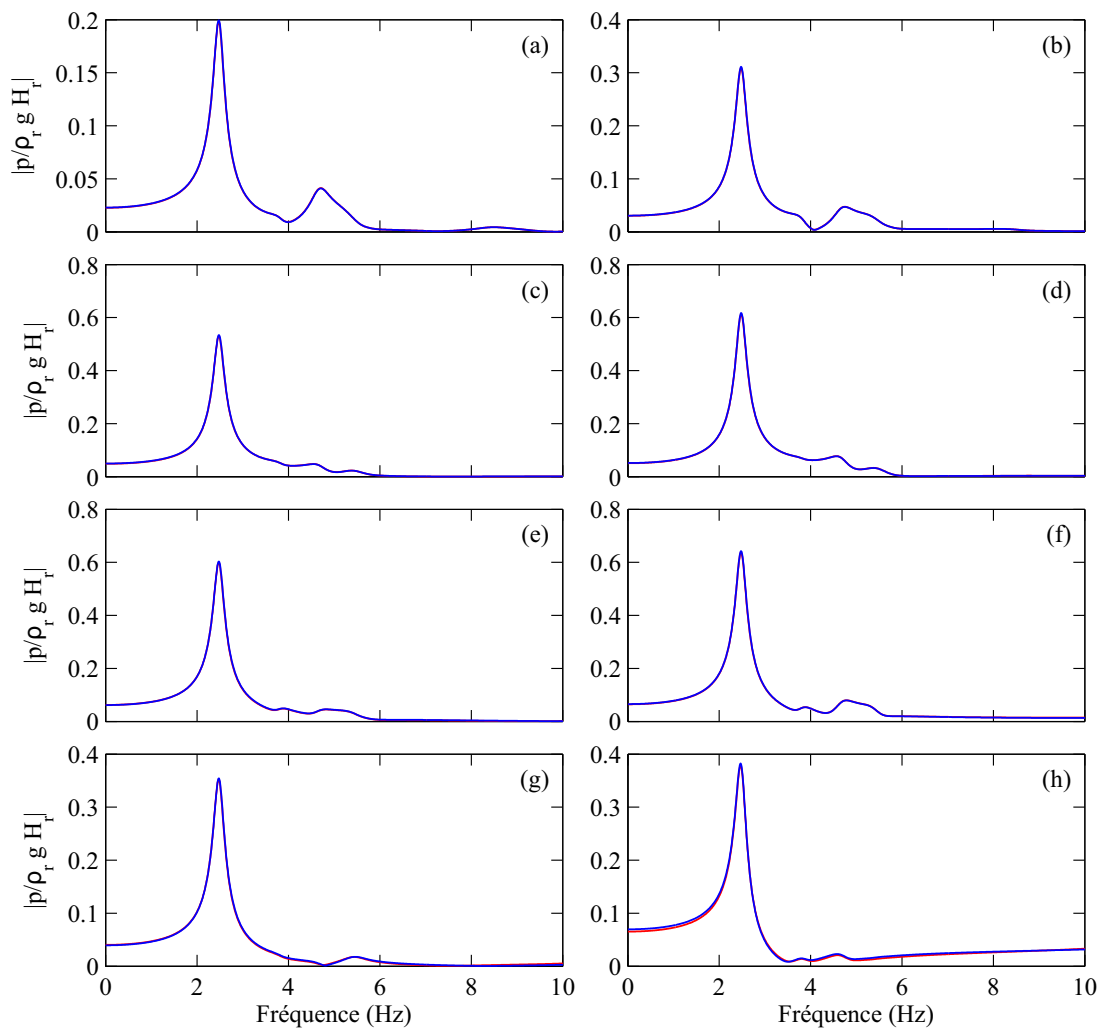


Figure 4.42 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour le système A : (a) À P2; (b) À P3; (c) À P4; (d) À P5; (e) À P6; (f) À P7; (g) À P9; (h) À P10. — Eau compressible; — Eau incompressible.

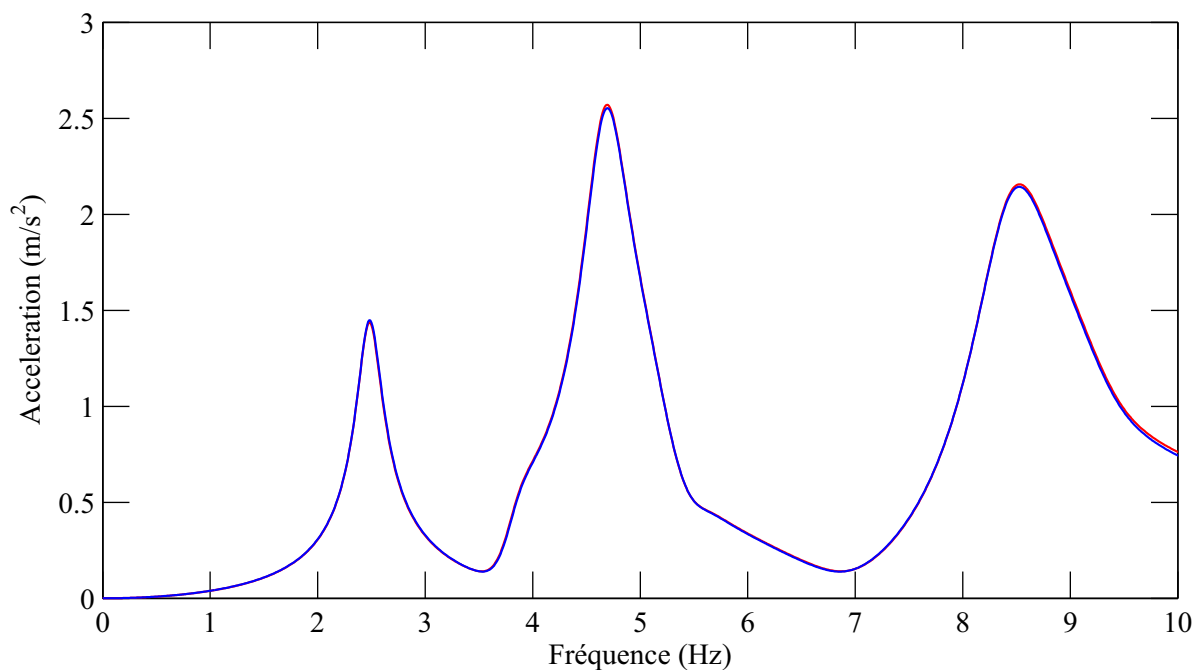


Figure 4.43 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale pour le système A à P1. — Eau compressible; — Eau incompressible.

Encore une fois, nous observons que l'effet de la compressibilité est négligeable pour le cas particulier du système A.

Finalement, nous répétons l'étude de l'effet de la compressibilité de l'eau pour le système B. Les figures 4.44 et 4.29 présentent les courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique et de l'accélération horizontale pour les portions latérales du système B avec l'eau compressible et incompressible. Les figures 4.46 et 4.31 présentent les mêmes courbes pour la portion centrale du système B.

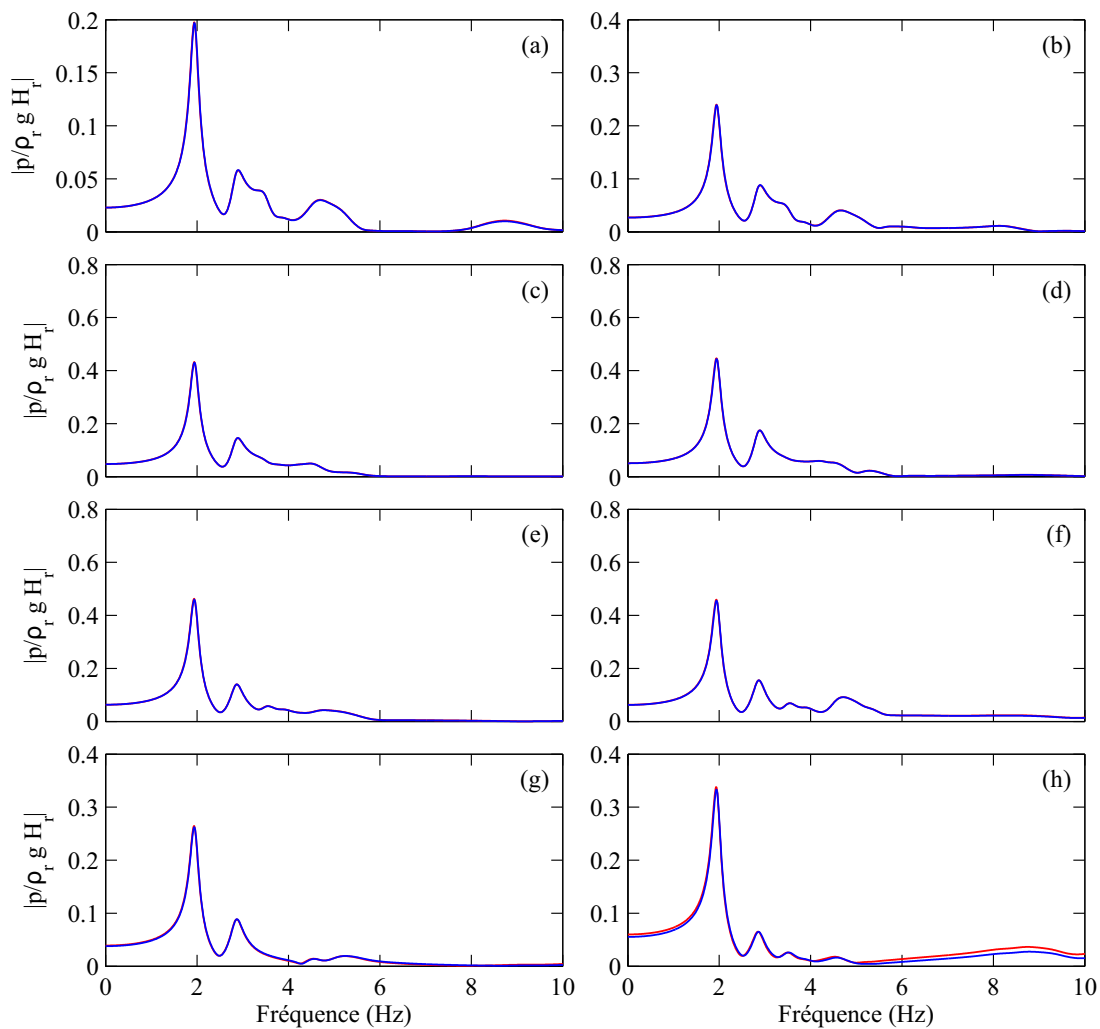


Figure 4.44 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour les portions latérales du système B : (a) À P2' ; (b) À P3' ; (c) À P4' ; (d) À P5' ; (e) À P6' ; (f) À P7' ; (g) À P9' ; (h) À P10'. — Eau compressible ; — Eau incompressible.

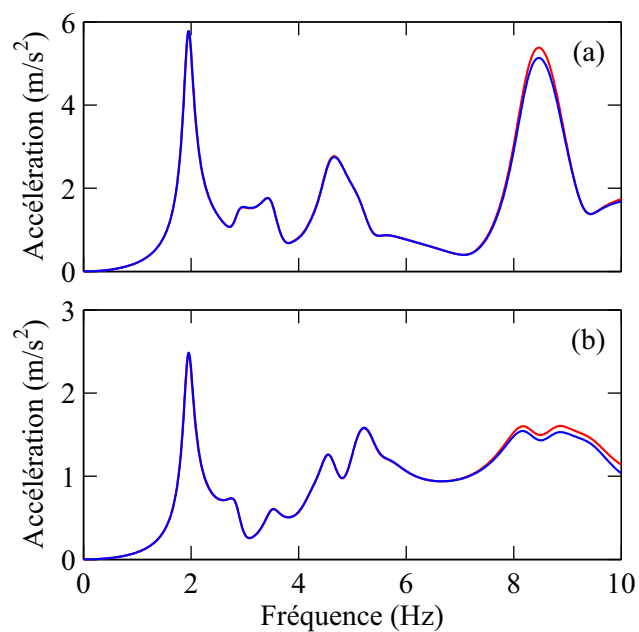


Figure 4.45 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale pour les portions latérales du système B : (a) À P1' ; (b) À P8'. — Eau compressible ; — Eau incompressible.

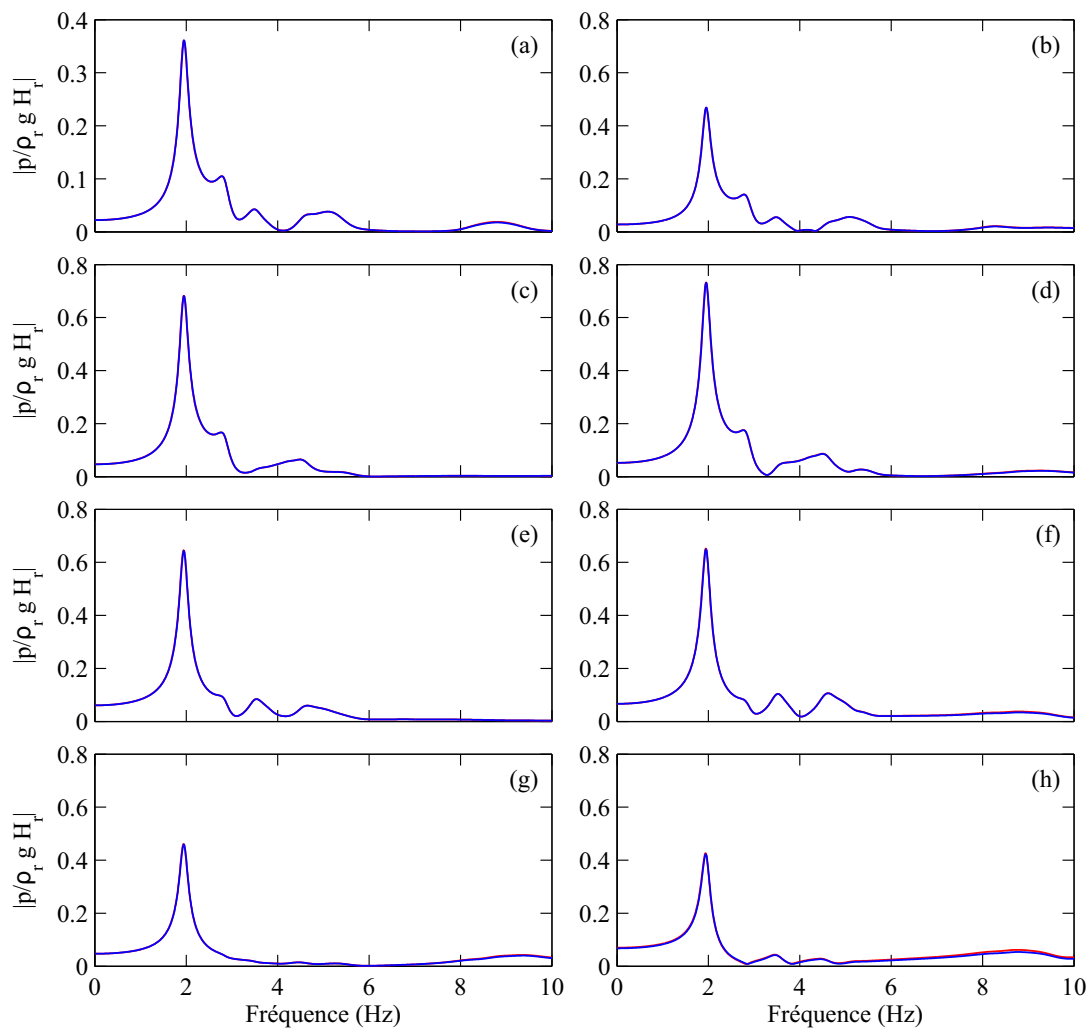


Figure 4.46 Courbes de réponse en fréquences de la pression hydrodynamique pour la portion centrale du système B : (a) À P2; (b) À P3; (c) À P4; (d) À P5; (e) À P6; (f) À P7; (g) À P9; (h) À P10. — Eau compressible; — Eau incompressible.



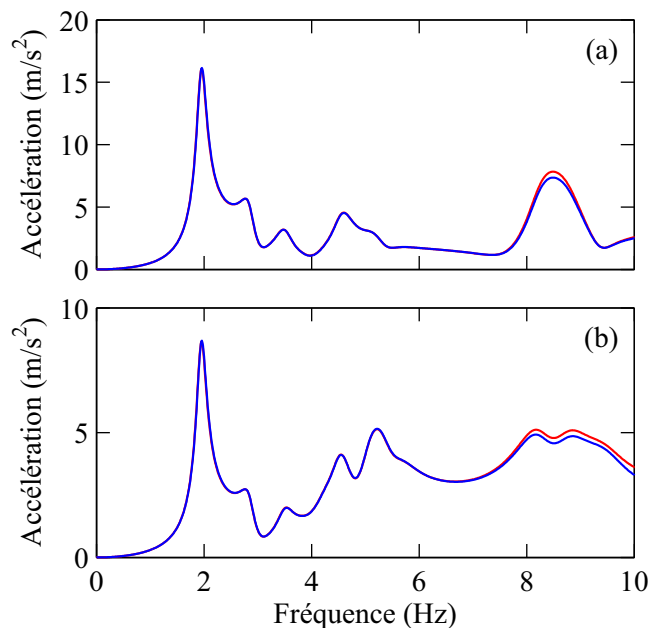


Figure 4.47 Courbes de réponse en fréquences de l'accélération horizontale pour la portion centrale du système B : (a) À P1 ; (b) À P8. — Eau compressible ; — Eau incompressible.

Bien qu'une certaine différence existe entre les courbes pour l'eau compressible et l'eau incompressible au niveau de l'accélération horizontale des points P1, P8, P1' et P8' dans les plus hautes fréquences, nous observons tout de même que, dans l'ensemble, l'effet de la compressibilité de l'eau est négligeable pour le cas particulier du système B à l'étude.

#### 4.4.3 Réponse sismique

Dans cette section, nous présentons des analyses dans le domaine du temps des systèmes A et B dans le but d'évaluer l'impact de la flexibilité des vannes et de l'effet 3D de la dimension de la largeur du système structure-réservoir sur la réponse sismique des évacuateurs de crue. Nous analysons donc des modèles des systèmes A et B dans lesquels le réservoir est modélisé : (i) avec des éléments finis 3D-fluides basés sur le potentiel de vitesse et (ii) avec les masses ajoutées de Westergaard. Les systèmes sont soumis à l'accélérogramme du séisme d'El Centro, survenu en Californie aux États-Unis en 1940. Nous considérons toujours un coefficient d'amortissement visqueux de 5% dans les analyses.

Les figures 4.48 et 4.49 présentent les réponses dans le domaine du temps de l'accélération horizontale des systèmes A et B soumis à l'accélérogramme d'El Centro.

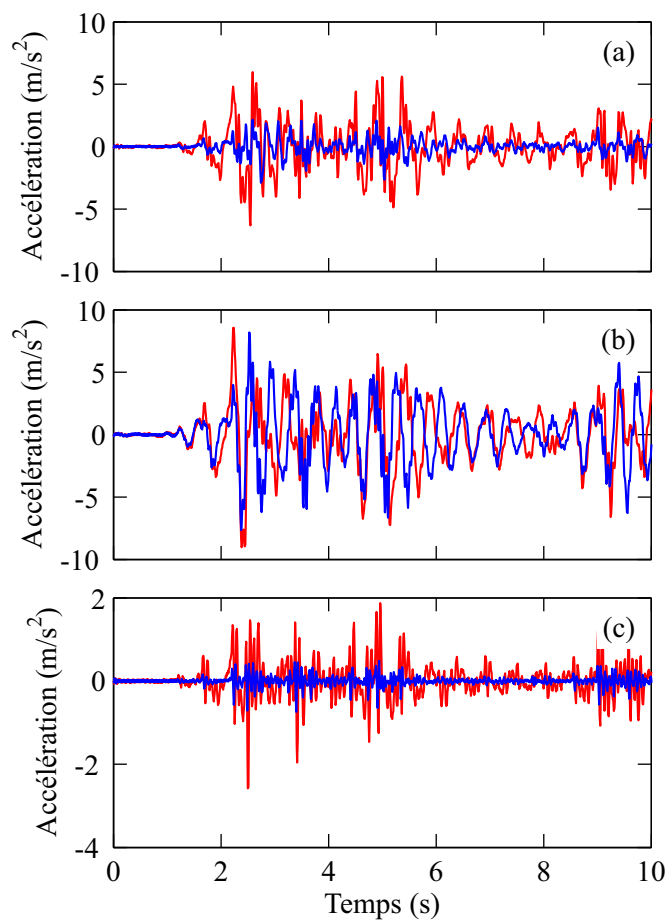


Figure 4.48 Réponse sismique de l'accélération horizontale pour le séisme d'El Centro : (a) À P1'; (b) À P4'; (c) À P10'. — Système A; — Système B latéral.

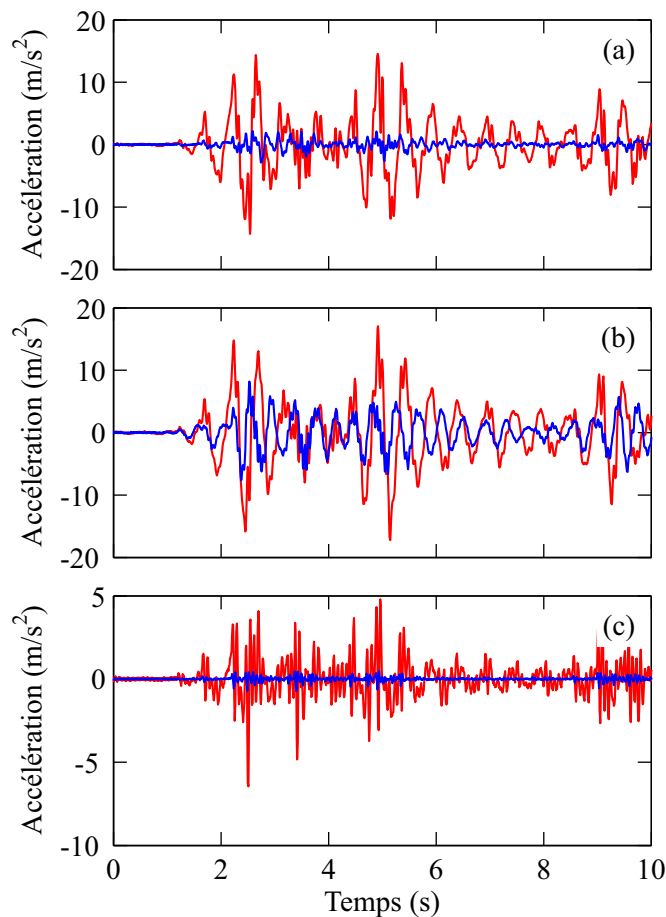


Figure 4.49 Réponse sismique de l'accélération horizontale pour le séisme d'El Centro : (a) À P1 ; (b) À P4 ; (c) À P10. — Système A ; — Système B central.

On observe un décalage important des réponses du système A par rapport aux portions latérale et centrale du système B. De plus, la réponse prédite par le système A sous-estime largement les accélérations maximales aux points P1 et P10.

Les figures 4.50 et 4.51 présentent les réponses dans le domaine du temps de l'accélération horizontale du système B où le réservoir est modélisé par des éléments finis fluides et par les masses ajoutées de Westergaard (1933) soumis à l'accélérogramme d'El Centro.

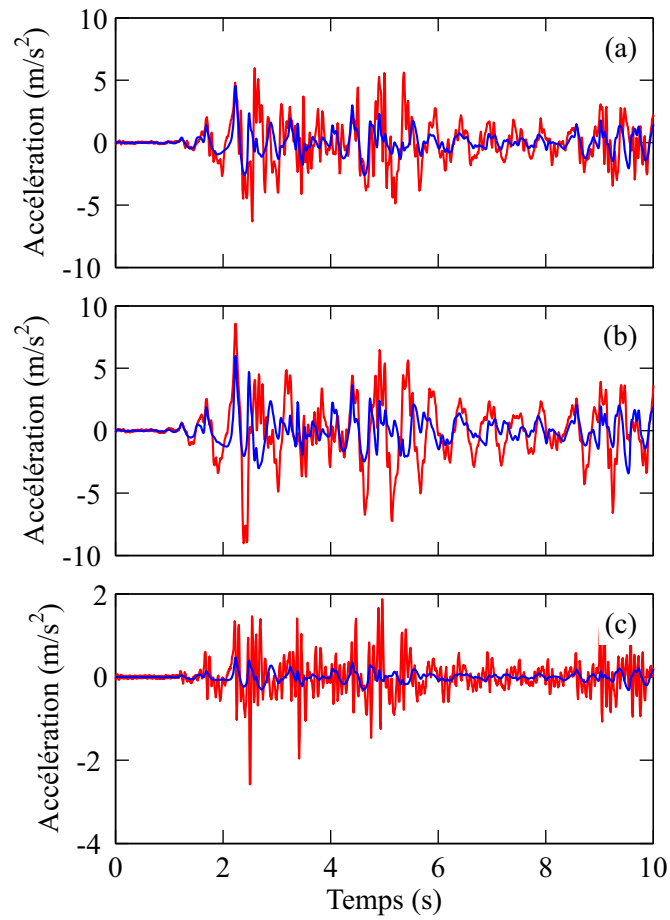


Figure 4.50 Réponse sismique de l'accélération horizontale des portions latérales du système A pour le séisme d'El Centro : (a) À P1' ; (b) À P4' ; (c) À P10'. — Méthode des éléments finis couplée ; — Formulation des masses ajoutées de Westergaard.

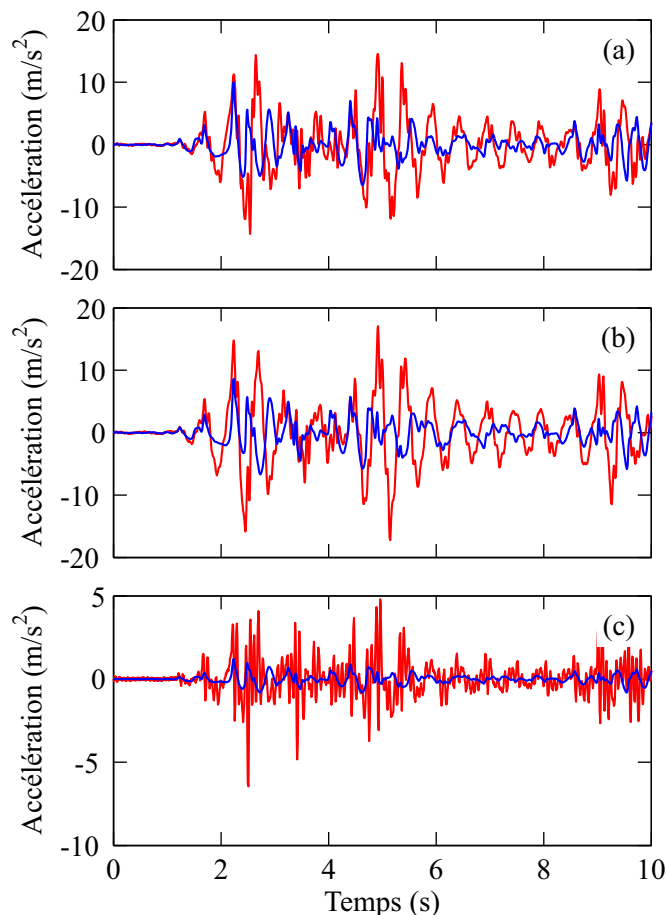


Figure 4.51 Réponse sismique de l'accélération horizontale de la portion centrale du système B pour le séisme d'El Centro : (a) À P1 ; (b) À P4 ; (c) À P10. — Méthode des éléments finis couplée ; — Formulation des masses ajoutées de Westergaard.

Ces deux figures démontrent que la méthode des masses ajoutées de Westergaard et, plus particulièrement, le fait de négliger l'effet de la flexibilité des vannes mène à une sous-estimation de la réponse sismique des évacuateurs de crue. Ce constat s'applique autant pour la réponse de vannes en acier (points P1, P4, P1' et P4') que pour la structure en béton armé (P10 et P10').

La figure 4.52 présente une comparaison de l'accélération horizontale dans le domaine du temps de la portion centrale du système B avec vannes rigidifiées où le réservoir est modélisé avec la méthode des éléments finis couplée et les masses ajoutées de Westergaard.

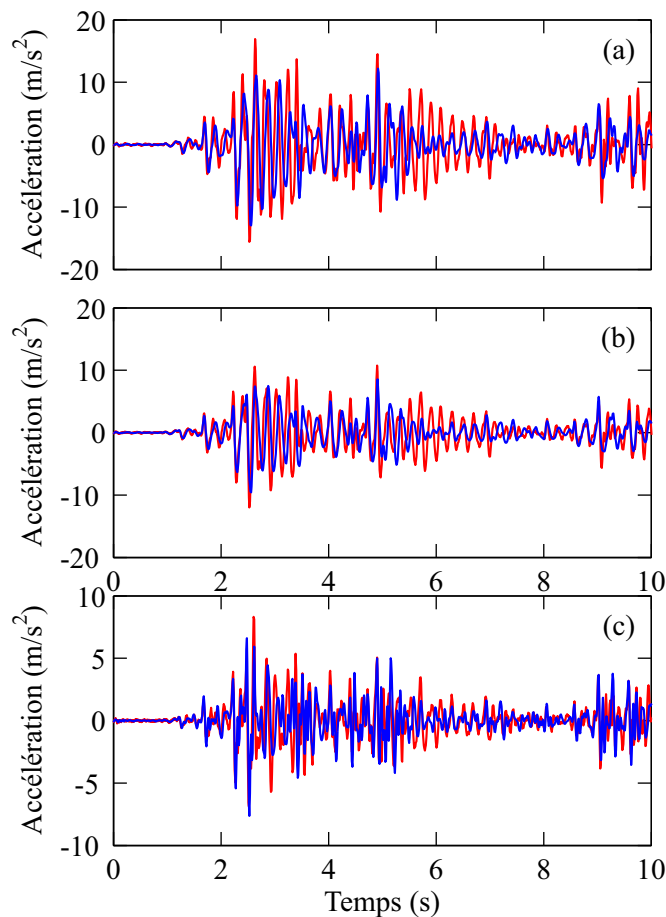


Figure 4.52 Réponse sismique de l'accélération horizontale de la portion centrale du système B avec vannes rigidifiées pour le séisme d'El Centro : (a) À P1; (b) À P4; (c) À P10. — Méthode des éléments finis couplée ; — Formulation des masses ajoutées de Westergaard.

La figure 4.52 démontre que pour un séisme dont le contenu fréquentiel est semblable à celui d'El Centro, la méthode des masses ajoutées de Westergaard peut donner de bons résultats dans un cas où la structure étudiée est suffisamment rigide. On observe également en comparant les figures 4.51 et 4.52 que, pour le cas à l'étude, les modèles avec vannes rigidifiées prédisent de manière conservatrice l'amplitude maximale de l'accélération horizontale par rapport aux modèles avec vannes flexibles.

## CHAPITRE 5

### CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

#### 5.1 Rappel de la problématique et des objectifs

Les problèmes d'interaction fluide-structure sont parmi les plus difficiles à résoudre pour l'ingénieur civil. Leur complexité est liée à un ensemble de facteurs qui entrent en jeu lorsqu'une structure vibre en contact avec un réservoir et est exacerbée par les dimensions souvent très imposantes des systèmes structure-réservoir à analyser. Bien que d'énormes progrès aient été réalisés au cours des dernières décennies dans le domaine, la plupart des travaux sont orientés sur des idéalizations des systèmes structure-réservoir où la structure considérée est majoritairement un barrage poids ou un barrage voûte. Il existe donc un besoin de caractérisation des effets 3D de l'interaction fluide-structure dans le cas des structures particulières comme les évacuateurs de crue.

Le premier objectif du présent travail était de développer une méthode analytique simplifiée de calcul tenant compte des effets 3D de l'interaction fluide-structure et de l'employer pour la réalisation d'une étude paramétrique des effets 3D de la dimension de la largeur considérée du système structure-réservoir dans le cas de systèmes simples mur-réservoir.

Ce premier objectif a été atteint par le développement d'une nouvelle formulation analytique simplifiée basée sur une technique de sous-structuration dans laquelle la structure est discrétisée à l'aide d'éléments finis 3D-solides conventionnels et le domaine fluide est modélisé de manière analytique par la résolution de l'équation d'onde qui gouverne la pression hydrodynamique en considérant que l'eau est incompressible. Nous avons fourni les hypothèses de base ainsi que le cadre mathématique de la méthode proposée et l'avons validée en la comparant avec des modèles par éléments finis prenant en compte les effets de l'interaction fluide-structure.

Ensuite, nous avons employé la méthode analytique proposée afin de démontrer l'importance des effets 3D de l'interaction fluide-structure en procédant à une analyse paramétrique d'un ensemble de systèmes mur-réservoir de largeurs et de conditions frontières structurales latérales variables. Nous avons d'abord observé que la largeur du système structure-réservoir n'a pas d'incidence sur la longueur de troncation  $L_r$  nécessaire pour la modélisation d'un

réservoir de longueur infinie. Ensuite, nous avons démontré que la réduction de la largeur du système mur-réservoir combinée avec le maintien de conditions fixes aux extrémités latérales des murs a un effet important sur la prédiction des fréquences ainsi que des amplitudes de la pression hydrodynamique. Plus particulièrement, la surestimation de la fréquence fondamentale de vibration du système mur-réservoir augmente avec la diminution de sa largeur. Les profils verticaux de pression hydrodynamique évalués aux fréquences fondamentales sont moins touchés par une réduction de la largeur. Aussi, les effets découlant d'une réduction de la largeur latérale du système mur-réservoir sont beaucoup moins importants dans le cas où les extrémités latérales du mur sont laissées libres. Dans ce cas particulier, bien que la réduction de la largeur du système mur-réservoir ait un effet sur l'amplitude du premier pic dans la réponse par rapport au système de référence, son impact sur la prédiction des fréquences prédominantes du système est négligeable.

Le deuxième objectif de ce travail était de caractériser les effets de la largeur considérée du système évacuateur-réservoir, de la flexibilité des vannes et de la compressibilité de l'eau sur la réponse dynamique et sismique des évacuateurs de crue. Pour ce faire, nous avons développé et analysé un ensemble de modèles par éléments finis 3D d'évacuateurs de largeurs variables. Nous avons d'abord étudié le comportement sec des systèmes et de leurs composantes et avons illustré l'importance de la contribution des vannes à la réponse dynamique sans la présence d'un réservoir. Nous avons également démontré que les modèles de largeur réduite des évacuateurs de crue peuvent afficher un comportement plus rigide que la structure réelle en raison de la diminution de la distance entre les supports latéraux.

Dans un deuxième temps, nous avons effectué les analyses en ajoutant le réservoir, qui était modélisé avec : (i) des éléments finis 3D-fluides basés sur le potentiel de vitesse et (ii) les masses ajoutées de Westergaard. Nous avons étudié l'effet de la flexibilité des vannes sur la réponse du système, évaluant par le fait même la validité de l'application de la méthode des masses ajoutées de Westergaard, qui néglige l'effet de la flexibilité structurale sur la charge hydrodynamique, pour l'analyse des évacuateurs de crue. Nous avons démontré que le profil parabolique de la pression hydrodynamique que prédit la formulation de Westergaard n'est pas adéquat pour modéliser le comportement des structures munies de vannes flexibles puisqu'elle sous-estime largement l'amplitude et prédit mal les fréquences de vibration du système.

Nous avons ensuite démontré que l'effet 3D de la dimension de la largeur du système structure-réservoir peut avoir un impact significatif sur la réponse. En particulier, nous avons illustré que, comme pour les systèmes mur-réservoir, un modèle à largeur réduite d'un éva-



cuateur de crue aura tendance à surestimer la première fréquence prédominante du système réel, c.-à-d. pleine largeur. Les profils de pression 3D que nous avons générés ont également démontré que le modèle de largeur réduite est mal adapté pour prendre en compte l'effet du positionnement latéral des vannes d'un évacuateur à vannes multiples sur la pression hydrodynamique subies par chacune d'entre-elles.

Les profils de pression 3D que nous avons générés ont également démontré que le modèle à largeur réduite surestime la pression hydrodynamique sur les vannes latérales du système réel et sous-estime la pression hydrodynamique sur la vanne centrale.

Nous avons évalué l'effet de la compressibilité de l'eau sur la réponse des évacuateurs de crue à l'étude. Nous avons observé que, dans ce cas particulier, la compressibilité de l'eau n'a pas d'impact significatif sur les résultats. Enfin, des analyses temporelles ont également permis d'observer les effets de la flexibilité des vannes et de la largeur considérée du système évacuateur-réservoir.

## 5.2 Recommendations

Les résultats obtenus lors de ce travail nous permettent de formuler certaines recommandations :

1. La flexibilité des vannes est un facteur important dans le comportement de ces structures. Les méthodes simplifiées comme la formulation des masses ajoutées de Westergaard ne prenant pas en compte de manière adéquate les effets de l'interaction fluide-structure ont tendance à sous-estimer l'amplitude de la réponse dynamique des structures avec vannes flexibles. Soulignons que nous avons présenté un cas où l'utilisation des masses ajoutées de Westergaard pour une structure avec vannes rigidifiées a procuré des résultats conservateurs.
2. La largeur du système évacuateur-réservoir a aussi un impact significatif sur sa réponse et devrait être incluse dans les analyses. Cet effet découle de l'effet 3D de l'interaction fluide-structure et de la dissipation latérale des ondes de pression dans le réservoir à partir de la mi-portée de l'interface fluide-structure. Le positionnement latéral relatif des vannes vis-à-vis du réservoir a donc aussi un impact sur les charges hydrodynamiques qu'elles subissent et les charges utilisées pour le dimensionnement de la portion centrale d'un évacuateur peuvent ne pas être appropriées pour le dimensionnement de la portion latérale et vice versa.

Aussi, puisqu'il arrive souvent qu'un évacuateur de crue soit fixé sur ses côtés latéraux, la structure réelle aura une flexibilité accrue par rapport à un modèle de largeur réduite en raison de la plus grande distance entre ses supports latéraux. Tous ces facteurs font que la troncation de la largeur du système évacuateur-réservoir n'est pas recommandée parce qu'elle peut mener à une prédiction erronée des fréquences de vibration du système et de l'amplitude des charges appliquées sur les différentes sections de la structure.

3. Il est toujours recommandé de procéder à une étude de convergence afin de déterminer la longueur appropriée de troncation à appliquer afin de modéliser un réservoir de longueur infinie. Cette longueur sera le plus souvent liée à la hauteur d'eau dans le réservoir.

### 5.3 Limites de la méthode analytique proposée et travaux futurs

La méthode analytique proposée, bien que relativement simple à programmer et rapide à exécuter, présente quelques faiblesses qui pourraient faire l'objet d'améliorations à l'avenir. Une première amélioration serait la prise en compte de la compressibilité de l'eau dans la formulation. Ensuite, la nature totalement découplée de la méthode fait en sorte que la convergence de la solution doit être testée sur trois fronts. Tout d'abord, il faut s'assurer que le maillage du modèle de la structure sans eau a convergé. Ensuite, il faut vérifier la convergence sur le nombre de modes structuraux  $N_s$  et acoustiques  $N_r$ . La vérification de la convergence de la méthode peut donc s'avérer une tâche très fastidieuse, surtout dans le cas de structures complexes dont les modèles par éléments finis comptent un grand nombre de noeuds. Aussi, il peut arriver qu'un nombre très élevé de modes structuraux  $N_s$  soit nécessaire afin que la méthode analytique converge, ce qui pourrait donner lieu à une analyse 3D très lourde et coûteuse pour obtenir les propriétés modales de la structure sans réservoir.

La méthode analytique présentée dans ce travail peut donc servir de base pour d'autres formulations encore plus simplifiées permettant, par exemple, de réaliser des analyses couplées sur des coupes en 2D de systèmes structure-réservoir tout en tenant compte des effets 3D de la largeur du réservoir et des conditions frontières latérales de manière analytique. De tels développements mathématiques contribueraient à offrir de nouveaux outils robustes et simples d'application aux ingénieurs leur permettant d'évaluer de manière efficace et exacte la sécurité sismique des structures hydrauliques.

L'analyse 3D des structures complexes comme les évacuateurs de crue vibrant en contact avec l'eau demeure encore aujourd'hui un sujet peu abordé dans la littérature. Il est toutefois permis de croire que les progrès dans les domaines de l'informatique et de la modélisation par éléments finis permettront à un plus grand nombre de chercheurs d'approfondir le sujet

dans les années à venir. Bien que les modèles que nous avons développés nous aient permis d'évaluer l'importance d'un certain nombre de facteurs sur la réponse dynamique et sismique de ces structures, il est encore possible d'étudier d'autres facteurs pouvant influencer sur ces réponses.

Dans cet ordre d'idées, il serait intéressant d'étendre la caractérisation 3D pour étudier l'effet de l'angle d'incidence du séisme et, plus particulièrement, l'effet de la vibration transversale d'évacuateurs munis de longs pertuis confinant d'importants volumes d'eau.

## RÉFÉRENCES

- ADINA (2012). Adina theory and modeling guide. ADINA R&D, INC.
- BATHE, K. J. (1996). *Finite Element Procedures*. Prentice-Hall, U.S.A.
- BLEVINS, R. (1979). *Formulas for Natural Frequency and Mode Shape*. Van Nostrand Reinhold.
- BOUAANANI, N., PAULTRE, P. et PROULX, J. (2003). A closed-form formulation for earthquake-induced hydrodynamic pressure on gravity dams. *Journal of Sound and Vibration*, 261:573–582.
- BOUAANANI, N. et PERRAULT, C. (2010). Practical formulas for frequency domain analysis of earthquake-induced dam-reservoir interaction. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 136(1):107–119.
- BOUANNANI, N. et LU, F. (2009). Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam-reservoir systems. *Journal of Computers and Structures*, 87(3-4):206–224.
- CHOPRA, A. K. (1968). Earthquake behavior of reservoir-dam systems. *ASCE Journal of Engineering Mechanics Division*, 94(EM6):1475–1500.
- CHOPRA, A. K. (1970). Earthquake response of concrete gravity dams. Rapport technique Report UCB/EERC-70/01, University of California, Berkeley, CA, U.S.A.
- CHOPRA, A. K. (1978). Earthquake resistant design of concrete gravity dams. *ASCE Journal of Engineering Mechanics Division*, 104(6):953–971.
- CHOPRA, A. K. (1986). Earthquake analysis of concrete dams. *In Proceedings of the Third U.S. National Conference on earthquake Engineering*, volume 1, pages 741–752, Charleston, U.S.A. Earthquake Engineering Research Institute.
- CHOPRA, A. K. (1988). *Earthquake Response Analysis of Concrete Dams*, pages 416–465. Van Nostrand Reinhold, U.S.A.
- CHOPRA, A. K. (2007). *Dynamics of Structures*. Prentice-Hall, U.S.A.
- DANIELL, W. et TAYLOR, C. (2000). Seismic study of a typical radial floodgate in a uk gravity dam. *In Proceedings of the ICE - Water and Maritime Engineering*, volume 142.
- EVERSTINE, G. C. (1981). A symmetric potential formulation for fluid-structure interaction. *Journal of Sound and Vibration*, 79(1):157–160.

- FENVES, G. et CHOPRA, A. K. (1984). A computer program for earthquake analysis of concrete gravity dams. Rapport technique Report UCB/EERC-84/11, University of California, Berkeley, CA, U.S.A.
- FENVES, G. et CHOPRA, A. K. (1985). Simplified analysis for earthquake resistant design of concrete gravity dams. Rapport technique Report UCB/EERC-85/10, University of California, Berkeley, CA, U.S.A.
- FENVES, G. et CHOPRA, A. K. (1987). Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams. *Journal of Structural Engineering*, 113(8):1688–1708.
- HALL, J. F. et CHOPRA, A. K. (1982). Two-dimensional dynamic analysis of concrete gravity and embankment dams including hydrodynamic effects. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10:305–332.
- KOLKMAN, P. (1988). A simple scheme for calculating the added mass of hydraulic gates. *Journal of Fluids and Structures*, 2:339–353.
- LIMOGES, A. et LÉGER, P. (2009). Seismic safety assessment of gated spillways. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(4):209–218.
- MATLAB (2012). The mathworks, inc.
- MELO, C., L.STEFAN, P.LÉGER, L.PEDROSO et BOUAANANI, N. (2010). Seismic safety of gated spillways : modeling hydrodynamic pressure on gates. *In Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, numéro 517, Toronto, Canada. Earthquake Engineering Research Institute.
- MINDLIN, R. (1951). Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates. *Journal of Applied Mechanics*, 18:31–38.
- MIQUEL, B. et BOUAANANI, N. (2010). Simplified evaluation of the vibration period and seismic response of gravity dam-water systems. *Engineering Structures*, 32:2488–2502.
- MIQUEL, B. et BOUAANANI, N. (2011). Practical dynamic analysis of structures laterally vibrating in contact with water. *Computers and Structures*, 89:2195–2210.
- M.KALTSOUNI, M.J.MORGAN et C.K.SEHGAL (1999). Seismic consideration in the design of gates. *In Proceedings of Waterpower '99*, volume 1, pages 1–11, Las Vegas, U.S.A. American Society of Civil Engineers.
- OLSON, L. et BATHE, K. (1985). Analysis of fluid-structure interactions : a direct symmetric coupled formulation based on the fluid velocity potential. *Computers and Structures*, 21:21–32.
- PANI, P. K. et BHATTACHARYYA, S. K. (2007). Fluid-structure interaction effects on dynamic pressure of a rectangular lock gate. *Finite Elements in Analysis and Design*, 43:739–748.

- PANI, P. K. et BHATTACHARYYA, S. K. (2008). Hydrodynamic pressure on a vertical gate considering fluid-structure interaction. *Finite Elements in Analysis and Design*, 44:759–766.
- PANI, P. K. et BHATTACHARYYA, S. K. (2009). Finite element analysis of a vertical rectangular plate coupled with an unbounded fluid domain on one side using a truncated far boundary. *Journal of Hydrodynamics*, 21(2):190–200.
- PAULTRE, P. (2005). *Dynamique des structures*. Lavoisier, Paris.
- PAULTRE, P. et PROULX, J. (1997). Experimental and numerical investigation of dam reservoir foundation interaction for a large gravity dam. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 24:90–105.
- RASHED, A. (1983). *Dynamic Analyses of fluid-structure systems*. Thèse de doctorat, California Institute of Technology.
- S.ZHANG et WANG, G. (2013). Effects of near-fault and far-fault ground motions on non-linear dynamic response and seismic damage of concrete gravity dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 53:217–229.
- S.ZHANG, WANG, G. et SA, W. (2013). Damage evaluation of concrete gravity dams under mainshock-aftershock seismic sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 50:16–27.
- TINIC, S., LANGER, V. et EYER, P. (1995). Seismic safety evaluation of an old weir in switzerland. In *10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna, Austria.
- TODD, R. (2001). Modal testing to determine added mass for vibration spillway gate. In *Proceedings of IMAC-XIX : A Conference on Structural Dynamics*, pages 1574–1578, Orlando, Florida, U.S.A.
- U.A.C. (1997). Vertical lift gates. Rapport technique EM 1110-2-2701, Us Army Coprs of Engineers, U.S.A.
- U.A.C. (1999). Response spectra and seismic analysis for concrete hydraulic structures. Rapport technique EM 1110-2-6050, Us Army Coprs of Engineers, U.S.A.
- U.A.C. (2003). Time-history dynamic analysis of concrete hydraulic structures. Rapport technique EM 1110-2-6051, Us Army Coprs of Engineers, U.S.A.
- WESTERGAARD, H. M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. *ASCE Transactions*, 98:418–472.
- WILSON, E. (2004). *Static and dynamic analysis of structures, 4th edition*. Computers and structures, inc., U.S.A.